



HAL
open science

Mesures in-situ des pressions interstitielles. Application à la reconnaissance des sols

Abdelkrim Bensaïd

► **To cite this version:**

Abdelkrim Bensaïd. Mesures in-situ des pressions interstitielles. Application à la reconnaissance des sols. Géologie appliquée. Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 1985. Français. NNT : . tel-00523122

HAL Id: tel-00523122

<https://pastel.hal.science/tel-00523122>

Submitted on 4 Oct 2010

HAL is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.

ECOLE NATIONALE DES PONTS ET CHAUSSEES

THESE

SUJET :

MESURES IN-SITU DES FRESSIONS INTERSTITIELLES - APPLICATION
A LA RECONNAISSANCE DES SOLS

Présentée par :

M. A. BENSAID

Pour obtenir le grade de DOCTEUR INGENIEUR

JURY :

Président : M. SCHLOSSER, Professeur à l'ENPC

Examineurs : M. JURAN, Directeur-Adjoint du CERMES

M. PAREZ, Administrateur de SOL-ESSAIS,

Président du Comité Français M.S.

M. ROBINET, Professeur à l'Université de LILLE

Invités : M. TUMAY, Professeur à l'Université de la

LOUISIANE

M. DE RUITER, Directeur de FUGRO

Date de soutenance

20 Décembre 1985



EN.P.C.



DOC08043



REMERCIEMENTS

Au seuil de ce rapport de recherche, je tiens à remercier :

- Monsieur SCHLOSSER, Directeur du CERMES, pour avoir accepté d'être le tuteur de cette thèse ;
- Monsieur JURAN, Directeur-Adjoint du CERMES, pour la direction et le suivi quotidien de mes travaux de recherche ;
- Monsieur FRANK, Maître de Conférence à l'ENPC, pour l'aide bibliographique ;
- Monsieur AMAR, Maître de Conférence à l'ENPC, pour l'aide à l'organisation des essais in-situ et le choix des sites ;
- Monsieur JEZEQUEL, Chef de la Section Mécanique des Sols au LRPC de St Briec, grâce à qui on a pu effectuer les essais au piézocone sur les sites de CRAN et de PLANCOET en Bretagne, ainsi que pour les résultats qu'il nous a fournis sur ces deux sites ;
- Monsieur TUMAY, Professeur à l'Université de la LOUISIANE, pour sa participation aux essais effectués à CRAN et pour les discussions que j'ai pu avoir avec lui au cours de cette thèse ;
- La Société FUGRO pour avoir mis à notre disposition tout un matériel d'essais in-situ ;
- L'équipe technique de la Société FUGRO pour la réalisation des essais in-situ ainsi que pour leurs réponses à toutes les questions concernant la mise en oeuvre et le déroulement de ces essais ;

- Monsieur BEECH pour son apport personnel à cette recherche concernant la modélisation ;
- Monsieur DELAURE du CERMES, qui m'a beaucoup aidé pour la réalisation des essais en laboratoire ;
- Tout le personnel scientifique et technique du CERMES ;
- Mesdemoiselles BARRIERE et LONDRES, secrétaires au CERMES, dont les services et l'aide permettent de disposer d'un texte agréablement lisible ;
- La Direction de l'ENPC, en particulier la Direction de la Recherche, pour avoir assuré les conditions matérielles et financières de cette recherche ;
- Mes parents et ma femme pour le soutien moral qu'ils m'ont apporté au cours de ces années de recherche.

ooOoo

SOMMAIRE

<u>1ERE PARTIE : BIBLIOGRAPHIE</u>	<u>PAGES</u>
I - INTRODUCTION.....	1
II - PHASE DE PENETRATION.....	6
III - PRESSION INTERSTITIELLE.....	13
IV - CONSOLIDATION.....	31
V - CONCLUSIONS.....	61
 <u>2EME PARTIE : ESSAIS AU LABORATOIRE</u>	
I - INTRODUCTION.....	69
II - LE "CYLINDRE CREUX".....	73
III - ETUDE EXPERIMENTALE AU CC DU COMPORTEMENT D'UN SOL FIN SATURE LORS D'UN ESSAI D'EXPANSION NON DRAINEE..	105
IV - CONCLUSIONS.....	162
- Bibliographie.....	165
- Annexes.....	167
 <u>3EME PARTIE : MODELISATION</u>	
I - INTRODUCTION.....	173
II - HYPOTHESES DE MODELISATION.....	175
III - APPLICATION DU MODELE POUR L'INTERPRETATION DE L'ESSAI D'EXPANSION NON DRAINEE AU CC.....	188
IV - ANALYSE DES RESULTATS D'ESSAIS D'EXPANSION NON DRAINEE AU CC. COMPARAISON THEORIE-EXPERIENCE.....	198
V - APPLICATION CONCRETE POUR L'INTERPRETATION DES ESSAIS PRESSIOMETRIQUES AVEC MESURE DES SURPRESSIONS INTERSTITIELLES.....	240
VI - CONCLUSIONS.....	271
- Annexes.....	274

<u>4EME PARTIE : ESSAIS IN-SITU</u>	<u>PAGES</u>
I - INTRODUCTION.....	283
II - INTERPRETATION DES ESSAIS DE PENETRATION STATIQUE...	286
III - ANALYSE DE LA DISSIPATION DE Au A L'ARRET DE LA PENETRATION.....	290
IV - ESSAIS DANS LES SOLS ARGILEUX.....	292
V - ESSAIS DANS LES SITES SABLEUX.....	326
- Bibliographie.....	365

ooOoo

R E S U M E

Cette recherche traite de l'interprétation des mesures des pressions interstitielles au cours des essais in-situ au piézocône et au pressiomètre autoforeur en vue de la détermination des caractéristiques géotechniques des sols en place.

L'interprétation des essais s'appuie essentiellement sur la modélisation du phénomène d'expansion de cavité provoquée par la sollicitation appliquée.

Dans la première partie de ce rapport, on passe en revue les études antérieures concernant l'utilisation des mesures obtenues au piézocône. On tente à travers cette étude bibliographique de déterminer les paramètres principaux influençant la réponse du sol à la pénétration et les valeurs des surpressions interstitielles ; cela en analysant les résultats expérimentaux rapportés dans la littérature d'une part et ceux obtenus théoriquement d'autre part, en particulier à partir des approches d'interprétation en contraintes totales du phénomène d'expansion de cavité.

La deuxième partie du rapport a pour objectif de tester différentes approches de modélisation en laboratoire, à partir d'essais d'expansion sur des échantillons annulaires sur un sol limoneux. Le type d'essai a été conçu de manière à obtenir une reproductibilité des résultats expérimentaux d'essais d'expansion sur un sol remanié, dont les caractéristiques sont déterminées à partir d'essais triaxiaux, sous des conditions aux limites bien définies.

Les résultats de ces essais ont été utilisés par NAHRA (1985) au LCPC pour comparaison avec des simulations numériques utilisant la méthode des éléments finis. Par ailleurs, une approche de modélisation relativement simple a été développée au CERMES par BEECH et JURAN (1985) pour une analyse en contraintes effectives des essais effectués.

L'interprétation des essais a eu essentiellement pour objectif de vérifier les hypothèses des diverses approches de modélisation. On a considéré d'une part une approche en contraintes totales considérant un sol élastique parfaitement plastique avec le critère de Tresca et d'autre part une approche d'analyse en contraintes effectives. Cette dernière utilise un modèle relativement simple (GUERMAZI, 1985) considérant le sol comme un matériau élastoplastique écrouissable à loi d'écoulement non associée.

On montre que l'approche de modélisation en contraintes totales permet de déterminer les caractéristiques du sol à court terme. La cohésion non drainée et le module de cisaillement sont comparables avec ceux obtenus aux essais triaxiaux. Cependant, il est nécessaire d'élaborer une approche en contraintes effectives pour une interprétation adéquate des mesures des surpressions interstitielles permettant une détermination des caractéristiques effectives du squelette du sol à savoir sa résistance au cisaillement, sa compressibilité et ses propriétés de contractance et/ou dilatance.

Dans la troisième partie, on reporte les principaux résultats obtenus par BEECH et JURAN à partir d'une analyse en contraintes effectives de l'essai d'expansion. La comparaison des résultats théoriques avec ceux obtenus au laboratoire montre que la détermination des caractéristiques du sol étudié est assez fiable. Cette méthode d'interprétation des essais d'expansion a été utilisée pour analyser les essais pressiométriques avec mesures des surpressions interstitielles effectués à CRAN par JEZEQUEL (1981). On montre ainsi que les caractéristiques effectives du squelette du sol ainsi obtenues sont en accord avec celles déterminées à partir d'autres types d'essais, in-situ et en laboratoire. Néanmoins, une vérification sur d'autres sites est nécessaire.

Dans la quatrième et dernière partie, on expose les différents essais effectués in-situ au pénétromètre à tête piézo-électrique. Deux types de sites ont été testés ; d'une part des sols argileux relativement homogènes où l'effet du drainage partiel au cours de la pénétration pourrait être négligé, d'autre part des sols sableux où la perméabilité est assez importante et où l'hypothèse d'essai non drainé n'est plus vérifiée.

Sur le premier type de sol, on a essayé de tester les approches de modélisation en contraintes totales du phénomène d'expansion de cavité. L'utilisation de paramètres adimensionnels a présenté un intérêt particulier pour la reconnaissance et la classification des sols.

Sur le deuxième type de sol, en l'occurrence à DUNKERQUE où le site présente un intérêt particulier compte-tenu de la présence des inclusions de sable lâche et dense entre des couches argileuses, on a utilisé une pointe permettant de mesurer d'une part la résistance de pointe et le frottement latéral, d'autre part les surpressions interstitielles sur la pointe et sur le manchon de frottement latéral et ceci au cours du même essai.

On a insisté en particulier sur les résultats des études paramétriques concernant :

- l'effet de la position de la cellule des mesures des surpressions interstitielles ;
- l'effet de la vitesse d'enfoncement ;
- l'effet du diamètre du cône.

Ces essais ont permis de mettre en évidence l'effet de la position de la cellule sur les mesures des pressions interstitielles. Les mesures avec la cellule placée sur le manchon de frottement latéral semblent plus adéquats pour caractériser la susceptibilité des sables à se contracter ou à se dilater. Cependant, c'est la différence de comportement sur la pointe et sur le manchon du frottement latéral qui permet d'identifier les inclusions de sable à l'état lâche ou dense. Cela met en évidence l'intérêt du "dual" piézocone pour la détermination in-situ du potentiel de liquéfaction des sols en place.

MOTS CLE : Expansion de cavité - surpression interstitielle - perméabilité -
consolidation - dissipation - piézocone - pressiomètre -
cylindre creux -

ooOoo

1ère PARTIE

I - LE PIEZOCONE

I - INTRODUCTION

Le pénétromètre à tête piézoélectrique a été développé pour pouvoir mesurer la résistance de pointe q_c , le frottement latéral f_s et la pression interstitielle u qui se développe au cours de l'enfoncement continu du cône dans le sol.

Au début, on utilisait des cônes d'assez grandes sections avec différentes formes pour pouvoir y intégrer des appareils de mesures, des jauges et des fils électriques mais avec l'évolution et les progrès réalisés dans le domaine électronique on peut concevoir des cônes de très petite section. Actuellement, au CERMES on dispose d'un mini-piézocone possédant un diamètre de 1 cm. Aux Etats-Unis et en Europe on a essayé de standardiser la forme et la section du cône pour pouvoir obtenir une reproductibilité des essais ; ainsi le cône standard est celui de 10 cm^2 de section avec un angle $2 \delta = 60^\circ$ et où le manchon de frottement latéral fait 150 cm^2 de surface. On utilise exceptionnellement des cônes de 15 cm^2 de section avec un manchon de frottement latéral et une forme cylindrique dans des sols durs et graveleux. La forme du cône influence la pénétration et plusieurs chercheurs ont étudié ce problème (JOUSTRA, 1974 ; KOK, 1974 ; VILLET et MITCHELL, 1981) mais la grande différence apparaît entre le pénétromètre électrique et celui mécanique car ce dernier ne permet pas de distinguer entre la résistance de pointe et le frottement latéral par mesure direct du frottement latéral local.

chose que l'on peut obtenir actuellement d'une manière continue au cours de l'essai grâce au pénétromètre électrique.

Le piézocone est un appareil fiable permettant d'avoir une méthode sûre pour l'exploration des sites. Des mesures continues sont obtenues au fur et à mesure que le cône est enfoncé dans le sol ce qui permet d'avoir de suite la stratification et la nature des sols en place et ceci pour une grande variété de sites allant du sable dense jusqu'à l'argile molle ; ainsi pour la conception des pieux, le pénétromètre semble être un instrument très adéquat. Il permet aussi une identification rapide des couches en place ainsi SANGLERAT (1974) et SCHMERTMANN (1977) présentent une méthode d'identification des sols basée sur les mesures de q_c et f_s plus récemment DOUGLAS et OLSEN ont établi des abaques (Fig. 1) pour classification des sols en place. Mais ces méthodes ne sont pas toujours fiables surtout dans les sols cohérents mous où f_s est très faible pour être mesuré avec une bonne précision tels que les sables limoneux, c'est pour cela que la mesure des surpressions interstitielles pourra nous aider à l'identification de ces couches (Fig. 2). BALIGH a essayé aussi de corréler le degré de surconsolidation au rapport u/q_c (Fig. 3) : lors d'un cisaillement non drainé, on a une génération de pressions interstitielles plus importante dans les sols normalement consolidés, alors que cette surpression est moins importante voire même négative dans les sols surconsolidés.

Le piézocone, grâce à l'enregistrement des pressions interstitielles, nous permet une bonne compréhension des phénomènes

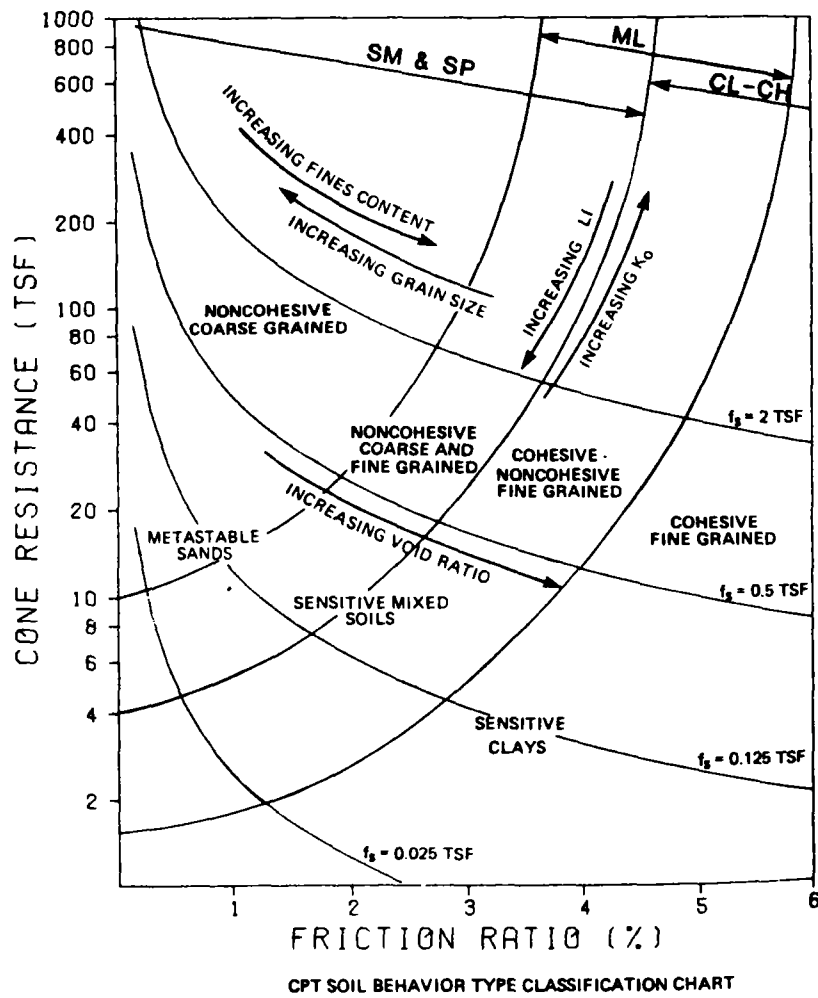


FIG. 1 - CPT SOIL BEHAVIOR TYPE CLASSIFICATION CHART

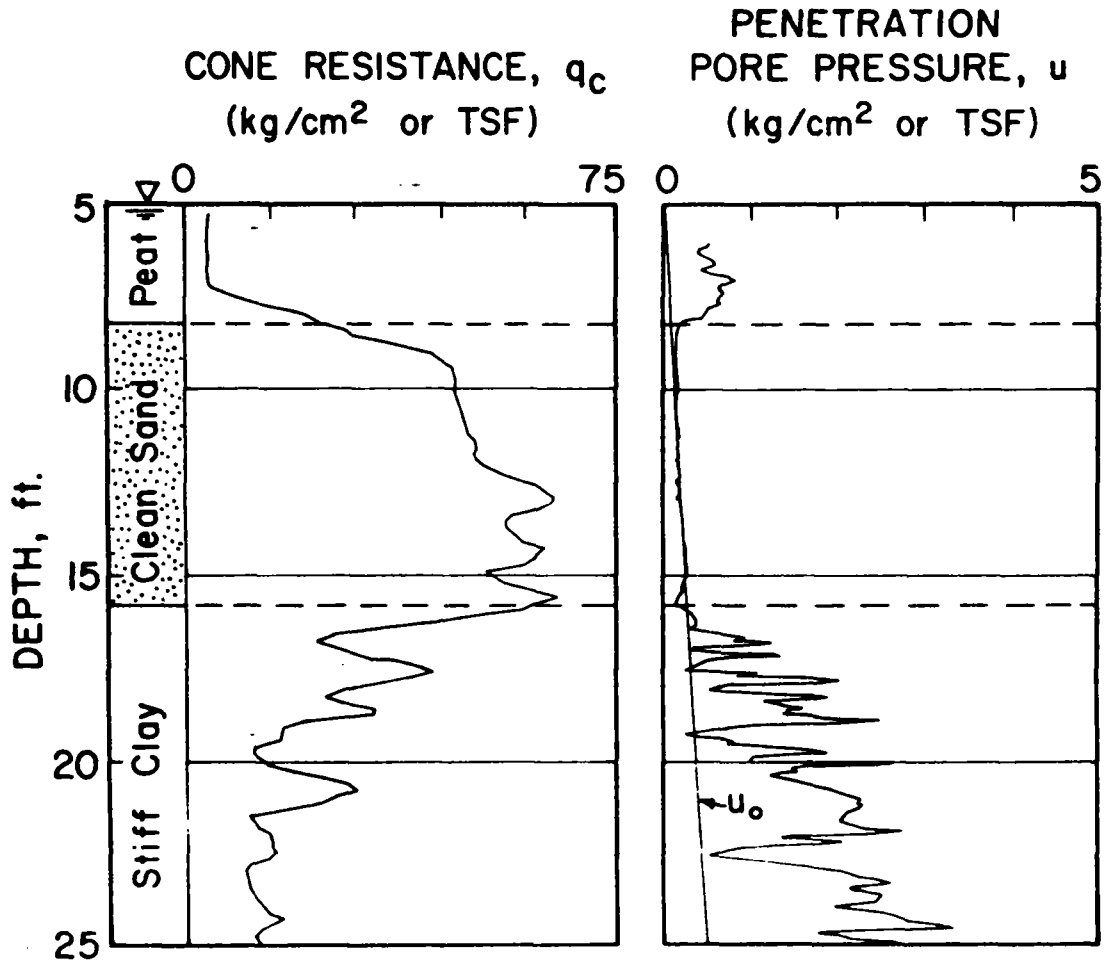


FIG. 2 - CONE PENETRATION FOR SOIL PROFILING : q_c AND u FOR TWO TESTS PERFORMED 45 FT APART IN SAUGUS, MASSACHUSETTS (AFTER BALIGN AND VIVATRAT, 1979)

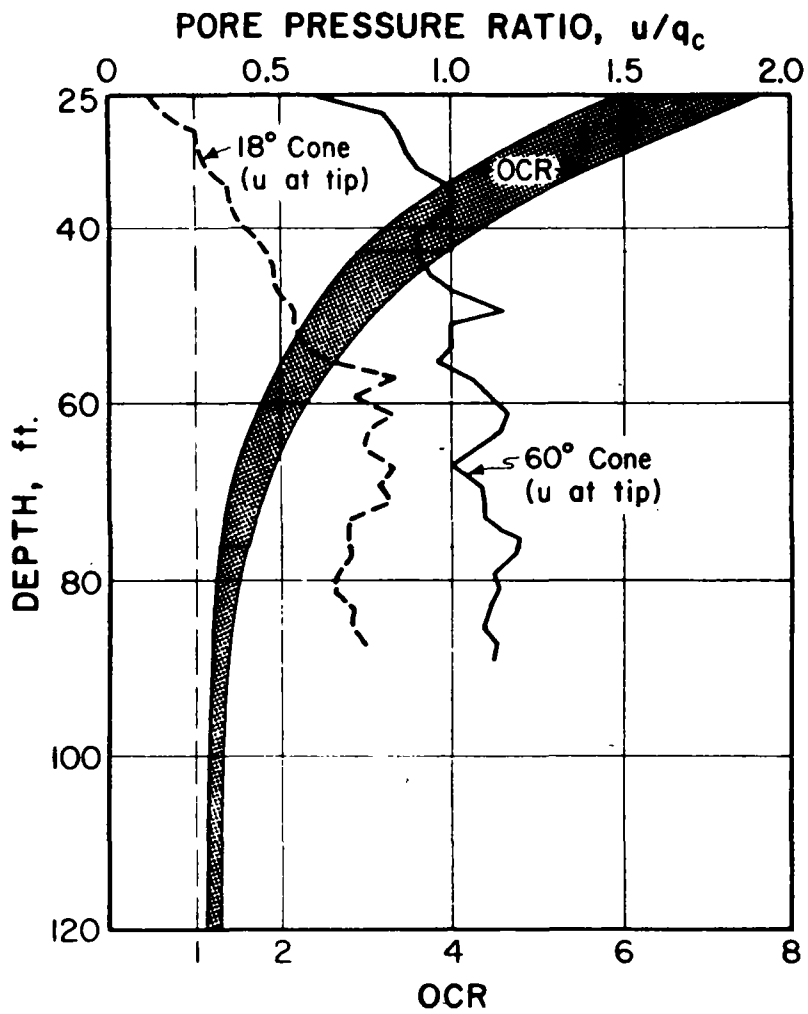


FIG. 3 - PENETRATION PORE PRESSURE TO CONE RESISTANCE RATIO (AFTER BALIGH et AL, 1978)

étant donné que certaines caractéristiques pourraient être obtenues en contraintes effectives. Il nous permet aussi l'évaluation du frottement latéral d'un sol ; facteur essentiel pour le dimensionnement des pieux. A partir des courbes de dissipation obtenues après arrêt de l'enfoncement TORSTENSONN (1975) a suggéré une méthode pour l'évaluation du coefficient de consolidation basée sur la théorie d'expansion de cavité sphérique ou cylindrique.

II) PHASE DE PENETRATION

II.a) FACTEURS INFLUENÇANT LA PENETRATION

1) Vitesse de pénétration

La vitesse standard avec laquelle s'effectue l'essai pénétrométrique est de 2 cm/s. Plusieurs chercheurs ont essayé de voir l'influence de ce facteur sur la pénétration dans les sols fins. Te KAMP (82) conclue (Fig. 4) que la valeur du frottement latéral augmente avec la vitesse de pénétration et qu'il y a (Fig. 5) une tendance d'augmentation de la résistance de pointe en fonction de cette même vitesse ; ces essais étant faits onshore. Il les a confirmés pour des essais offshore à la Mer du Nord (Fig. 6). La résistance de pointe q_c mesurée pour une vitesse de 2 mm/s est de 15 % plus faible que celle mesurée avec une vitesse de 20 mm/s. Ce genre d'essai a été refait dans un autre endroit dans la Mer du Nord pour un autre type de sol (Fig. 6b et 6c), la même tendance se confirme puisque la résistance de pointe mesurée pour l'essai à 0.033 mm/s est de 10,5 % et 12,5 % plus faible pour le 1er et 2ème cas.

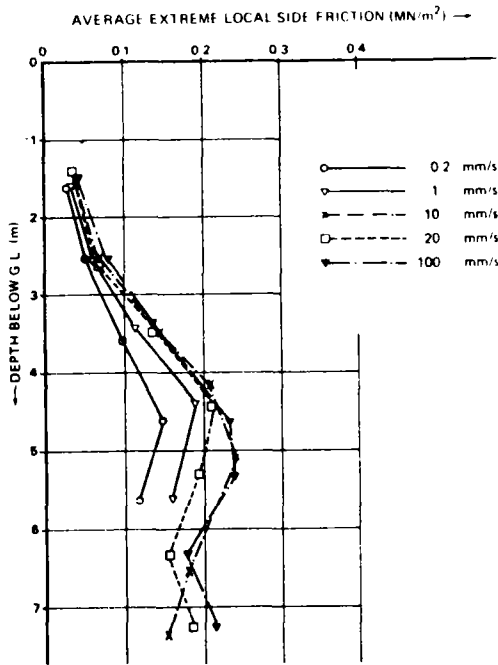


FIG4 Average extreme local side friction (MN/m^2)

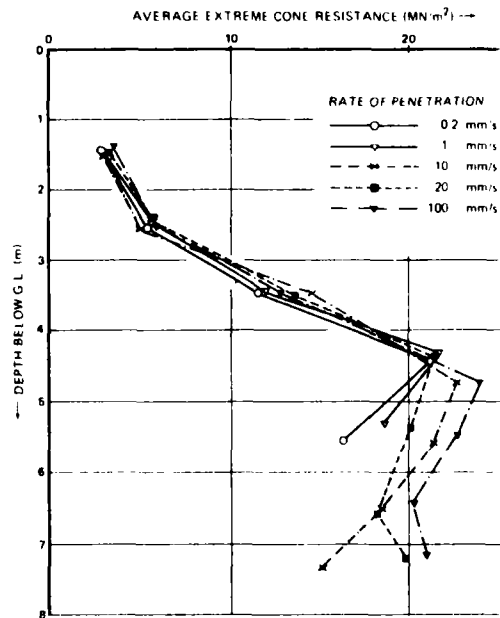


FIG5 Average extreme cone resistance (MN/m^2)

EFFET DE LA VITESSE DE PENETRATION
(Te KAMP, 1982)

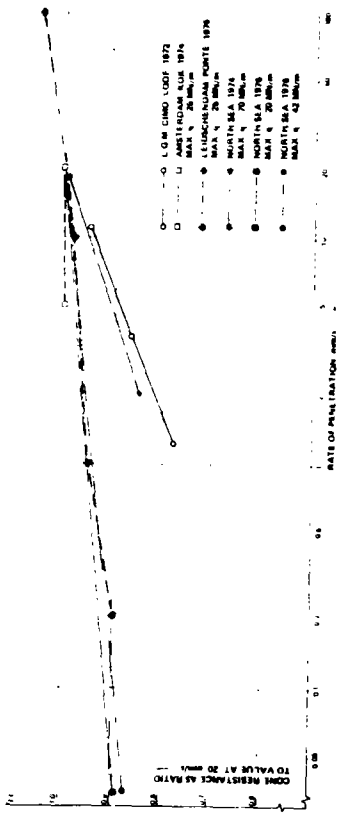


FIG. 7 effect of rate of penetration on cone resistance

TABLE 2 DIFFERENCES FOR VARYING RATE OF PENETRATION (in percentage points)

Rate of Penetration (in mm per second)	0.2	1	10	20	100
Cone Bearing	-10.1	-4.8	-1.6	0	+5.3
Side Friction	-29.0	-12.1	+5.0	0	+12.8

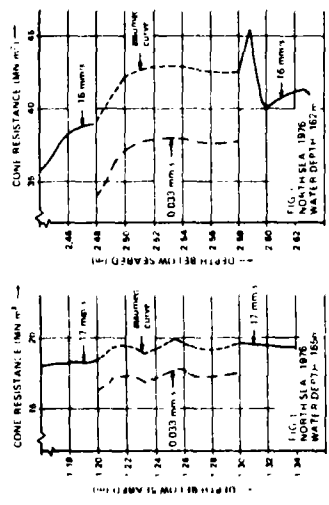
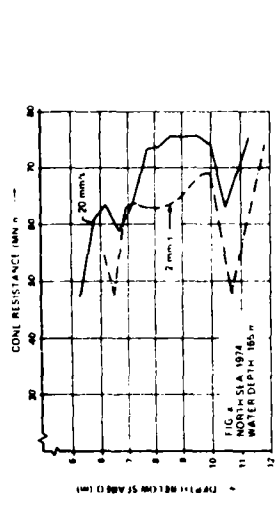


Fig. 6a / 6b / 6c Cone penetration test results on the North Sea

EFFET DE LA VITESSE DE PENETRATION
(POINTE, 1977)

On voit qu'une diminution de la vitesse de pénétration de 100% induit donc par l'effet de la dilatance une diminution de 10 à 20 % de la valeur de la résistance de pointe et ceci indépendamment du milieu que ce soit onshore ou offshore.

PONTE (1977) a étudié cet effet sur un sable fin dense avec un cône électrique de 10 cm^2 . Le tableau (2) et la Fig. 7 montrent les résultats de ces essais. JEZEQUEL () a montré que q_c diminue quand on augmente la vitesse de pénétration dans un limon saturé ou dans un sable lâche. Il a montré aussi que dans un limon cimenté q_c chute de 50 % quand la vitesse de pénétration est multipliée par 10. Cette vitesse semble avoir peu d'influence sur les sables denses. Donc, cette influence dépend aussi du type de sol considéré.

2) Géométrie du cône

Il y a actuellement une grande variété de type de pénétromètres (Fig. 8). Les uns ont une forme cylindrique droite, les autres une forme un peu plus compliquée. Certains sont équipés de manchon de frottement latéral avec des différentes positions par rapport à la pointe du cône.

a) Forme de la pointe

SCHMERTMANN (Juillet 78) indique que la forme de la pointe peut avoir une influence sur les résultats pénétrométriques. Le cône FUGRO vu sa forme ne permet pas un déplacement partiel lors de la pénétration, en revanche la conception du manchon mécanique de DELFT et

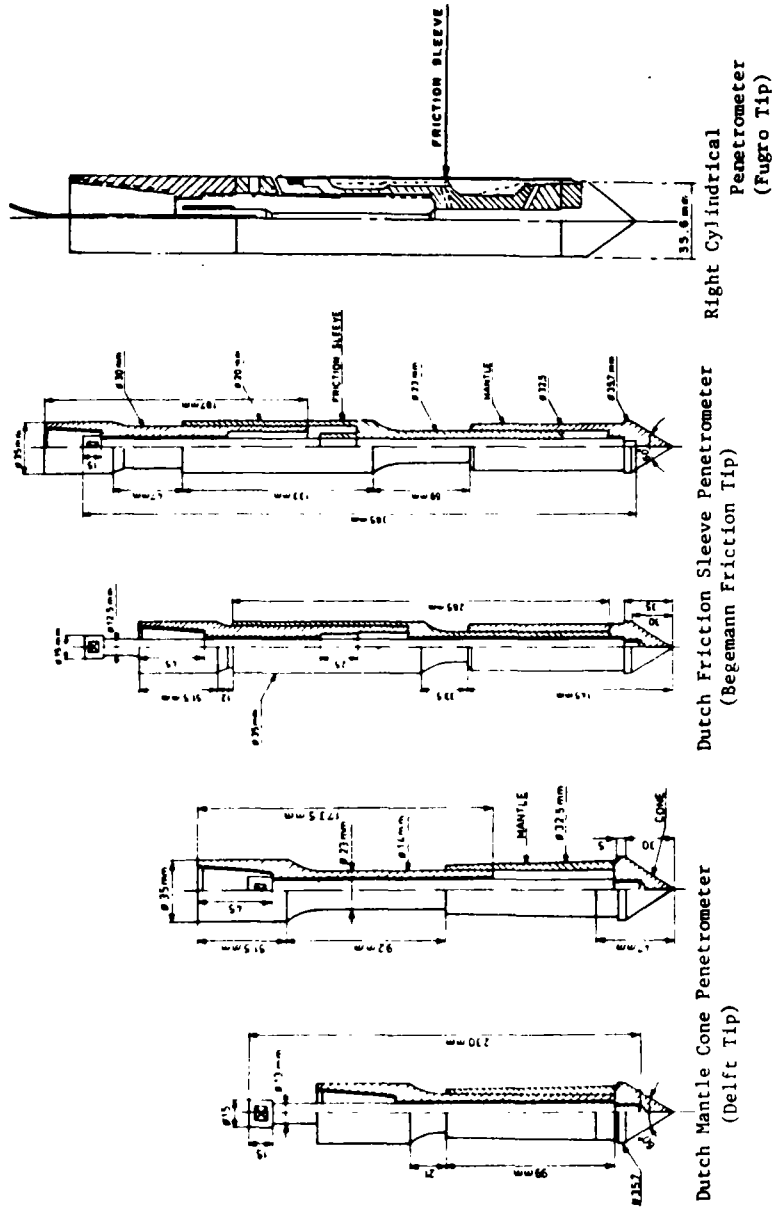


FIG. 8a - Three more common types of penetrometers

FIG. 8a - TYPES COURANTS DE POINTES PENETROMETRIQUES

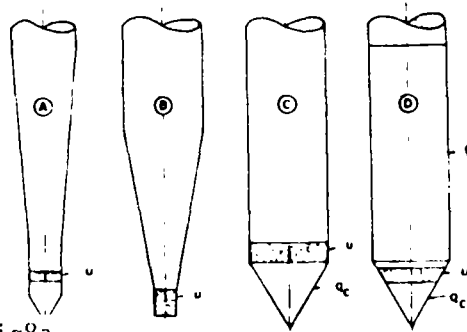
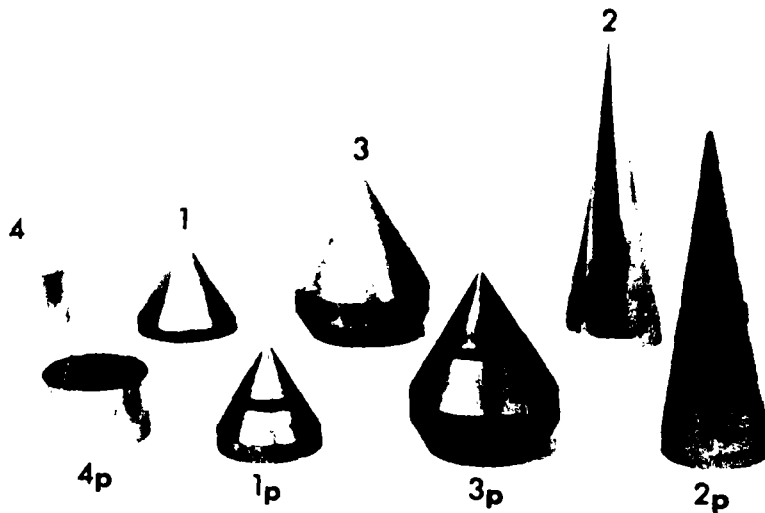


Fig 8a Piezocones: A. Torstensson [1975];
B. Baligh et al. [1978]; C. Roy et al.
[1982]; D. De Ruiter [1981].



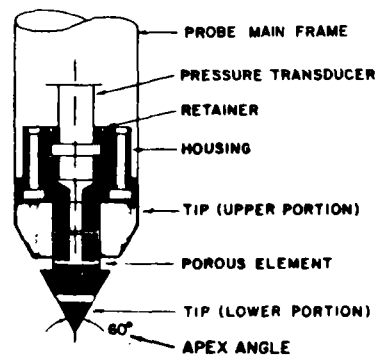
(a) General View

TYPE ^(*)	SYMBOL	SYMBOL
60°/F/10		1
18°/F/10		2
60°/F/20		3
180°/F/10		4
60°/P _m /10		1p
18°/P _m /10		2p
60°/P _m /20		3p
180°/P _m /10		4p

(*) APEX ANGLE/TYPE/AREA (cm²)

P_m = piezometric element on cone tip
F - Friction cone

(b) Cone Type and Geometry



(c) Detail of 60°/10 cm² piezo-cone

FIG. 8b - DIFFERENTS TYPES DE PIEZOCONES UTILISES
PAR TUMAY DANS LE CADRE DE CETTE RECHERCHE

(TUMAY et al, 1981)

BEGEMANN permet un certain déplacement à cause de leur diamètre réduit juste après la pointe. Le déplacement du sol induit obligatoirement une diminution des contraintes effectives et par suite une diminution de la résistance de pointe q_c .

b) Forme du manchon du frottement latéral

D'après SHIELDS le pénétromètre hollandais possède un manchon de frottement latéral en dessous duquel il y a une surface de plus petite section. Un bon pourcentage de frottement latéral peut être attribué à la capacité portante de cette surface. SCHMERTMANN (19) attribue 65 % de f_s à cette surface lors des essais effectués sur le sable de Florida. Le pénétromètre Fugro ne possédant pas ce genre de surface, il n'indiquera que 40 % de f_s sur le même sable.

Cette différence entre les 2 types de pénétromètre est négligeable lors des essais sur sol argileux.

c) Position du manchon de f_s

D'après SHIELDS (19) la proximité du manchon du cône a une grande influence sur f_s . Cette influence peut s'expliquer par (Fig.9) l'étendue de la zone remaniée traversée ; et plus la distance entre la pointe et le manchon est longue plus le sol est cisailé et remanié. Dans l'argile il a été prouvé que f_s diminue considérablement en s'éloignant de la pointe. Mais il ne faut pas oublier que la longueur du manchon a une influence sur les valeurs mesurées. Cette influence est d'autant plus importante si la partie latérale est dans la zone cisailée où le gradient de contrainte est grand.

CAMPANELLA et ROBERTSON ont aussi étudié l'effet de la position du manchon de frottement latéral sur la valeur de f_s . La Fig. 10, montre la mesure du frottement en fonction de la distance de la pointe du cône pour une pénétration dans le sable dense et lâche. Les résultats de cet essai montrent qu'il y a un accroissement du frottement latéral entre 10 et 25 cm du cône, cet accroissement est plus accentué pour un sable dense. Au-delà de 40 cm du cône le frottement apparaît constant.

11.b) PRESSION INTERSTITIELLE

1) Facteurs influençant la génération de Δu

a) Forme du cône

Fig. 11 montre l'étude faite par BALIGH et al (1978) de la génération de surpression interstitielle par trois types de cônes. La Fig. 11a montre les mesures de Δu par un cône de 18° , malheureusement on ne dispose pas des mêmes mesures faites par un cône à 60° . Mais les Fig. 11b et 11c montrent que Δu n'est pas très sensible à l'angle du cône et que les surpressions obtenues par le cône 60° sont légèrement supérieures à celles obtenues pour le cône 18° .

La Figure 11a montre qu'après une distance d à peu près cinq diamètres derrière la base du cône, la surpression interstitielle semble atteindre une valeur constante et que d'après la Fig. 11b à partir de la profondeur 60 ft les surpressions interstitielles coïncident à peu près et qu'il y a une légère différence avant d'atteindre cette profondeur.

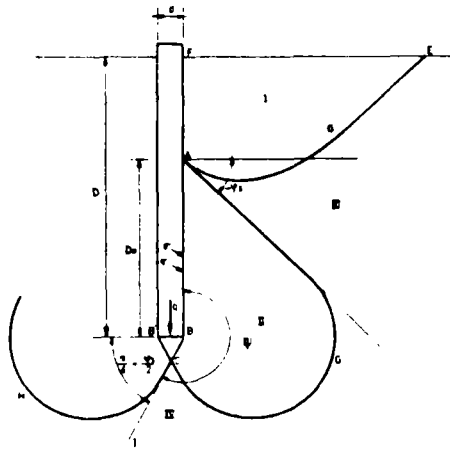
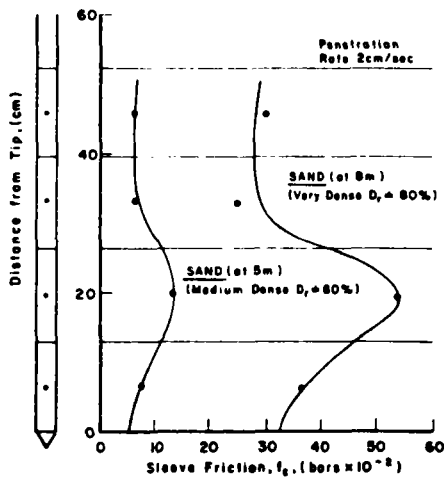


Fig.9 Typical theoretical shear zones around a penetrometer

(SCHIELDS,)



FRICION ALONG SHAFT DURING CONE PENETRATION IN SAND. (McDONALDS FARM, SEA ISLAND)

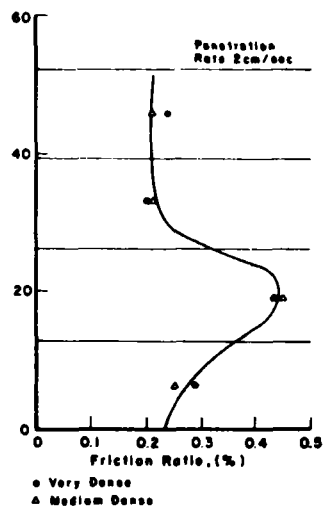


FIG.13 FRICION RATIO ALONG SHAFT DURING CONE PENETRATION IN SAND (McDONALDS FARM, SEA I.)

FIG. 10 - VARIATION DE f_s LE LONG DU MANCHON (CAMPANELLA ET ROBERTSON)

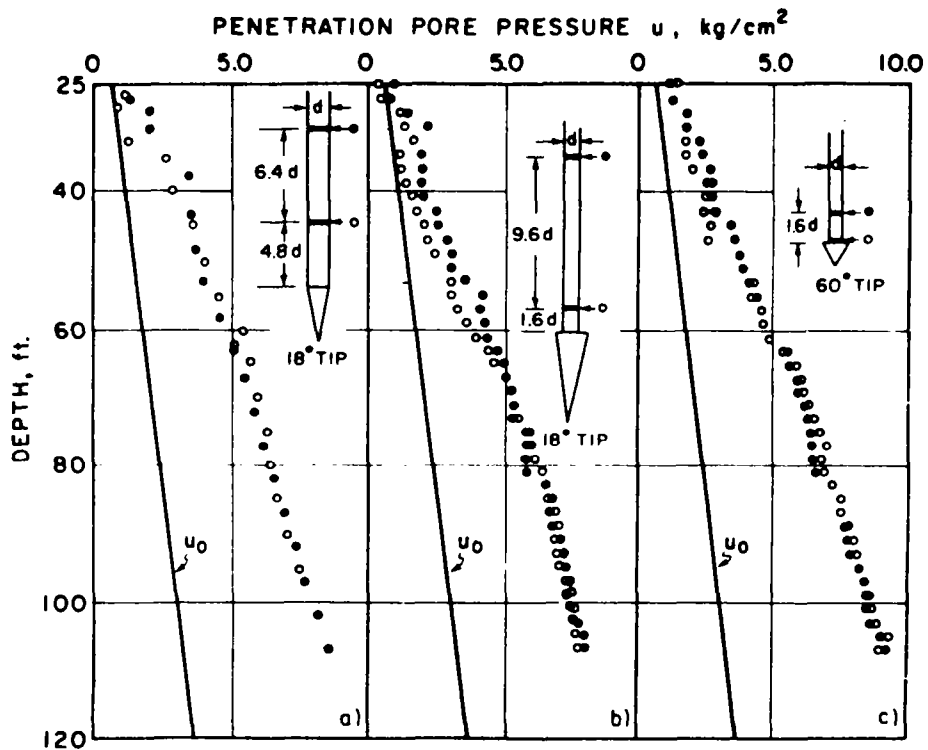


Fig.11 Penetration pore pressures behind cones with different geometries (from Baligh et al., 1978).

FIG. 11 - PENETRATION PORE PRESSURES BEHIND CONES WITH DIFFERENT GEOMETRIES (FROM BALIGH et al, 1978)

Les Figures 12 et 13 présentent les surpressions obtenues par les cônes à 60° et à 18° et pour différentes positions de la pierre poreuse. On constate que pour le cône à 60° les surpressions sont maximales à la pointe et qu'elles sont légèrement supérieures à celles mesurées sur le cône à 18° (les différences étant inférieures à 5 % peuvent parvenir de la non-homogénéité du site).

2. Effet de la position de la cellule et de la vitesse de pénétration sur la génération des surpressions interstitielles

Marius ROY et al (1980) ont étudié l'effet de la vitesse de pénétration sur la génération des surpressions interstitielles avec différentes sortes de pointes (Fig. 14). La Fig. 15a montre qu'il n'y a pas un effet perceptible sur les valeurs mesurées entre 15 ; 30 et 60 cm/mn. Ceci a été confirmé (Fig. 15b) par d'autres essais réalisés avec une pointe différente avec des vitesses variant entre 3 et 240 cm/min. Donc pour ces deux types de pointes, l'influence de la vitesse est négligeable sur les surpressions interstitielles.

L'analyse de l'influence de la vitesse de pénétration sur les surpressions interstitielles a aussi été faite par la pointe PA-PS. La Fig. 16a montre qu'il y a une petite influence de ce paramètre sur la génération des surpressions interstitielles (elles augmentent lorsque la vitesse augmente). La même étude a été effectuée avec une pointe où la cellule de mesure est placée sur le manchon de frottement latéral (type RA). La Fig. 16b montre les résultats de cette étude.

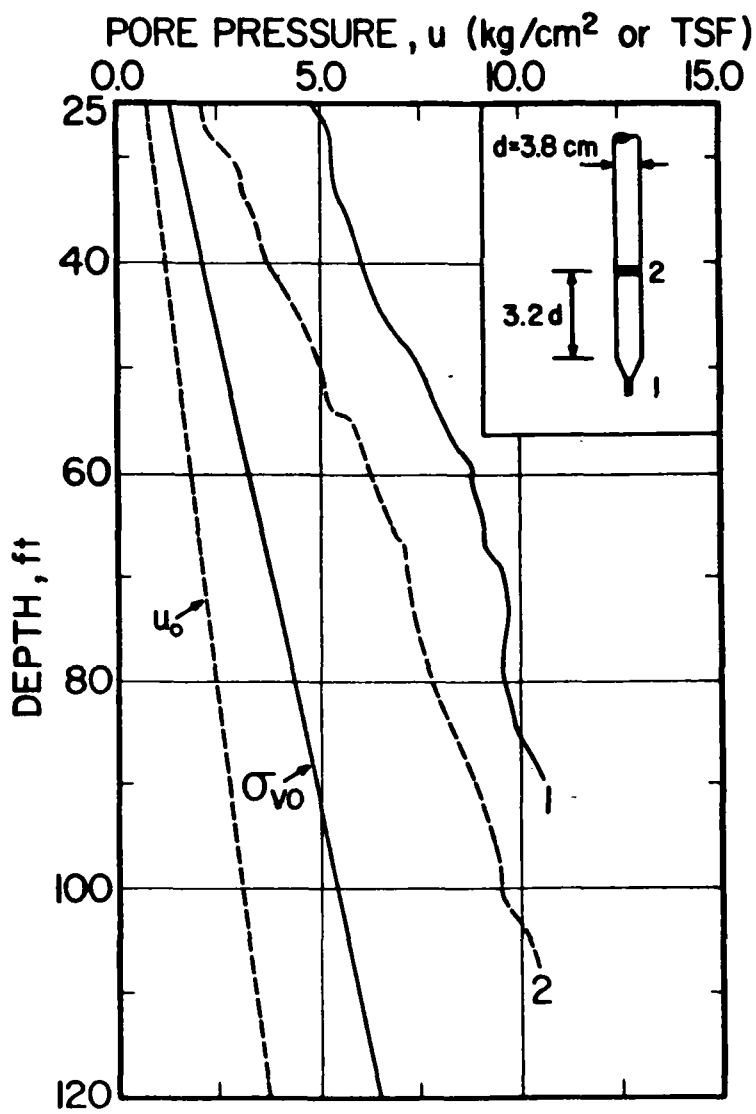


FIG. 12 - PENETRATION PORE PRESSURES AT DIFFERENT LOCATIONS ON A 60° CONICAL TIP (FROM BALIGH et al, 1978)

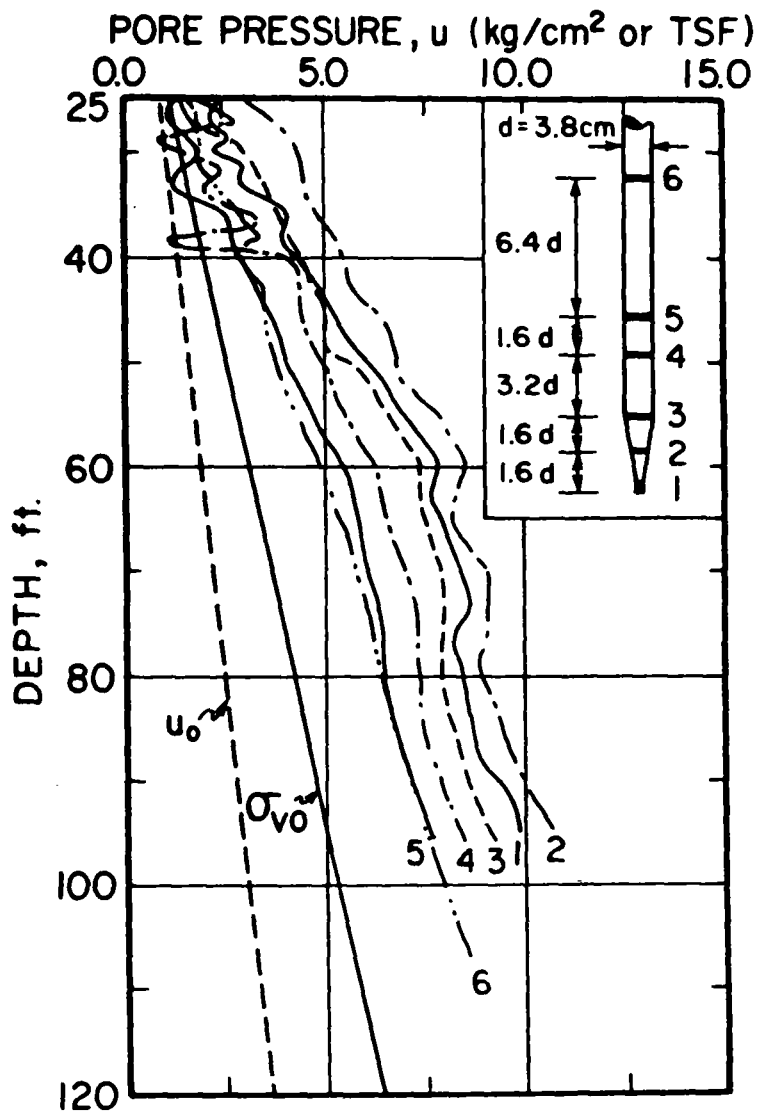


FIG. 13 - PENETRATION PORE PRESSURES AT DIFFERENT LOCATIONS ON AN 18° CONICAL TIP (FROM BALIGH et al, 1978)

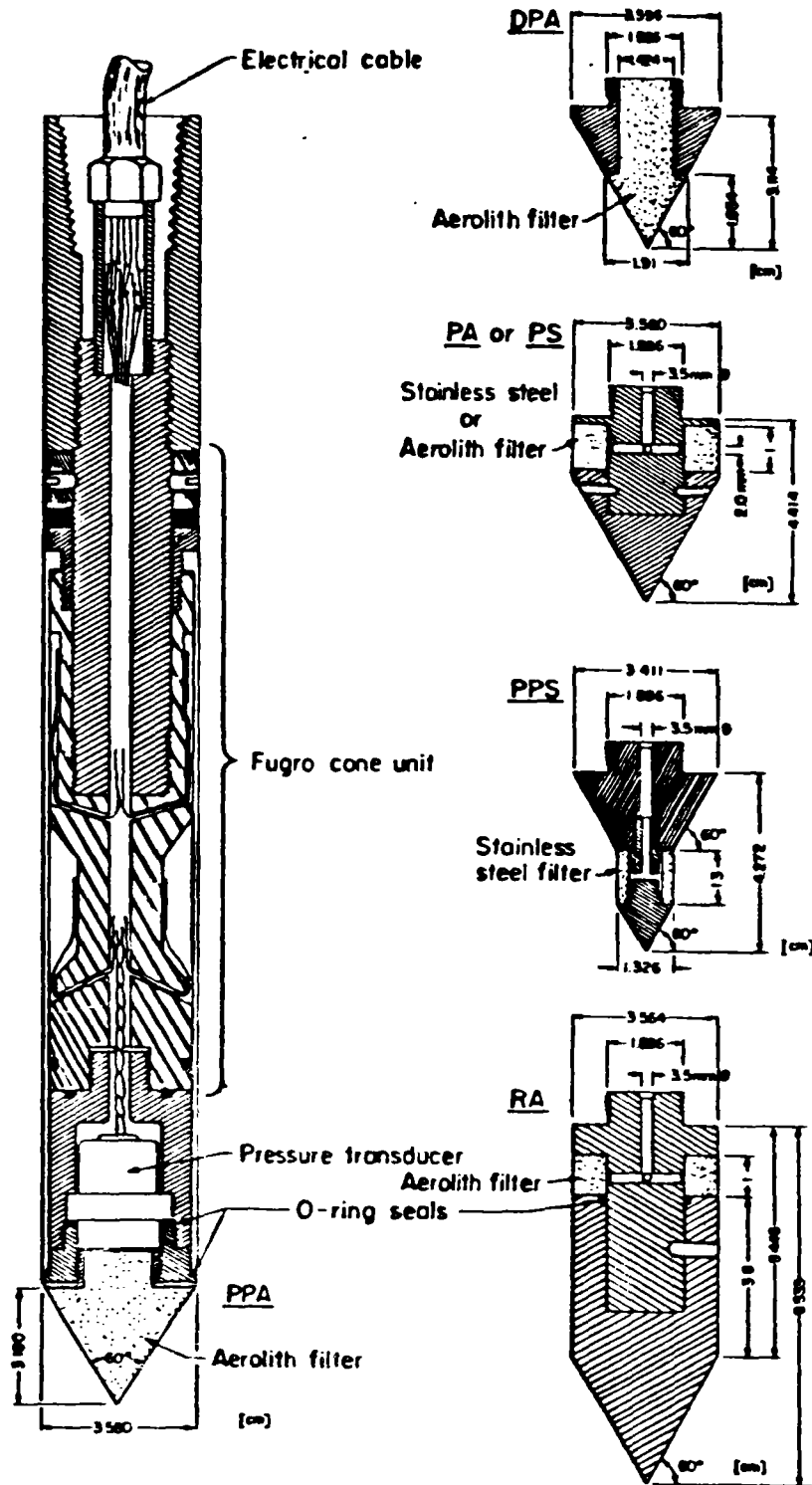


FIG. 14 - DETAILS OF THE PIEZOCONES USED BY ROY ET AL (1980)

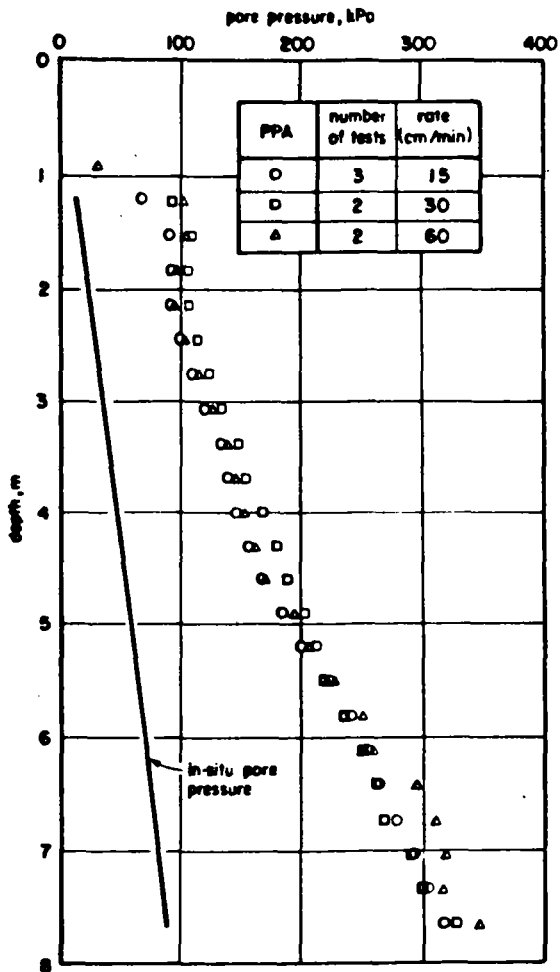


FIG. 3. Pore pressures in tests performed at different rates of penetration tip PPA

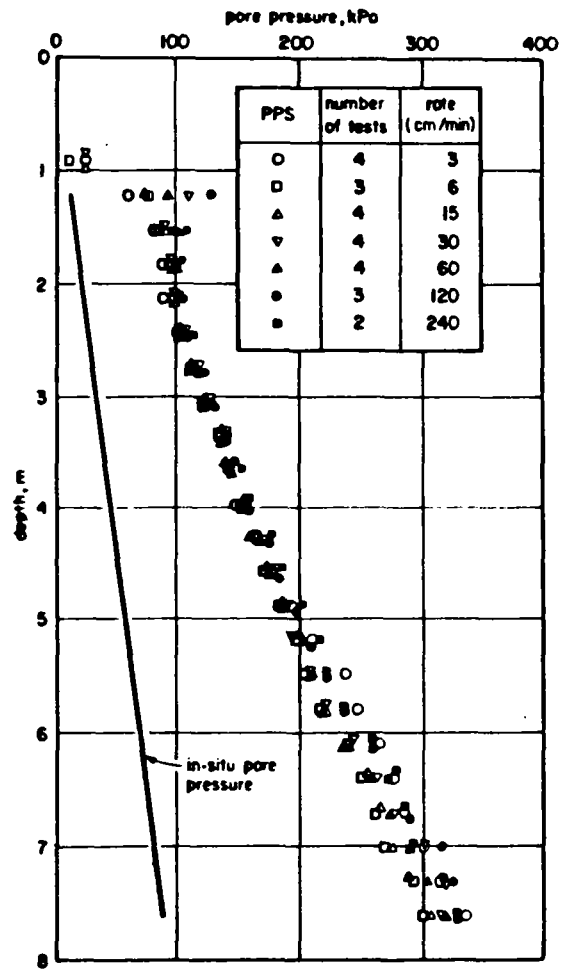


FIG. 4. Pore pressures in tests performed at different rates of penetration tip PPS

FIG. 15 - EFFET DE LA VITESSE SUR LA GENERATION DE Δu MESUREES SUR LA POINTE (ROY et al, 1980)

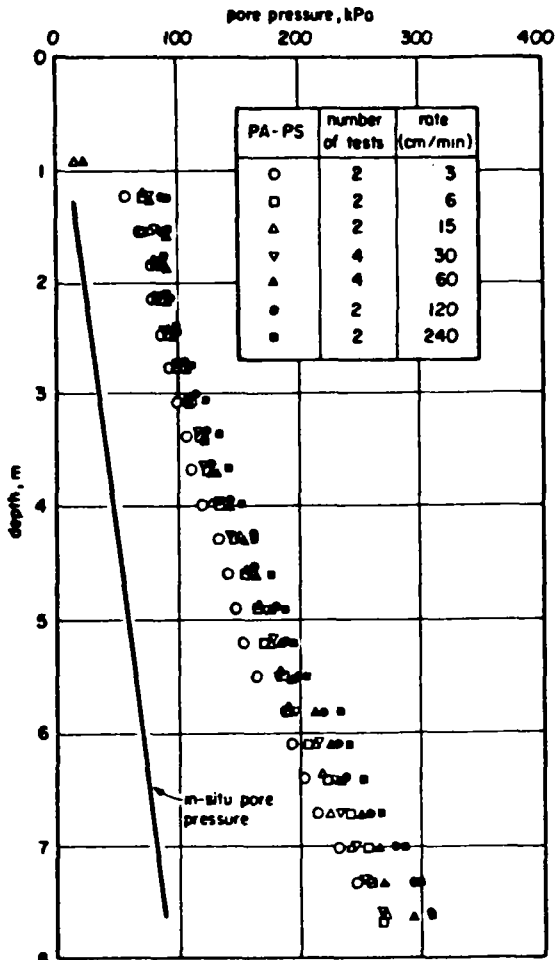


FIG. 6. Pore pressures in tests performed at different rates of penetration tip PA-PS

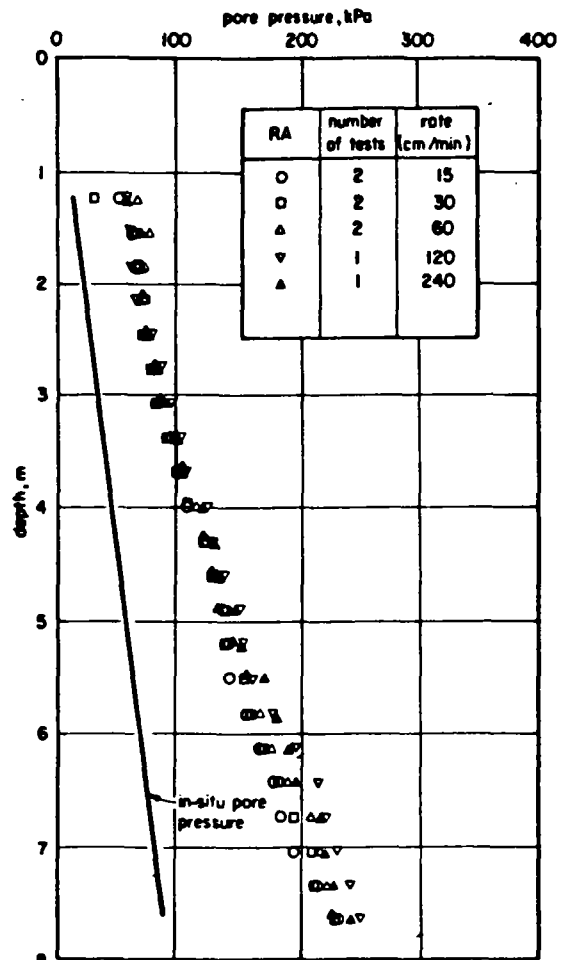


FIG. 7. Pore pressures in tests performed at different rates of penetration tip RA.

FIG. 16 - EFFET DE LA VITESSE SUR LA GENERATION DE Δu MESUREES SUR LE MANCHON (ROY et al, 1980)

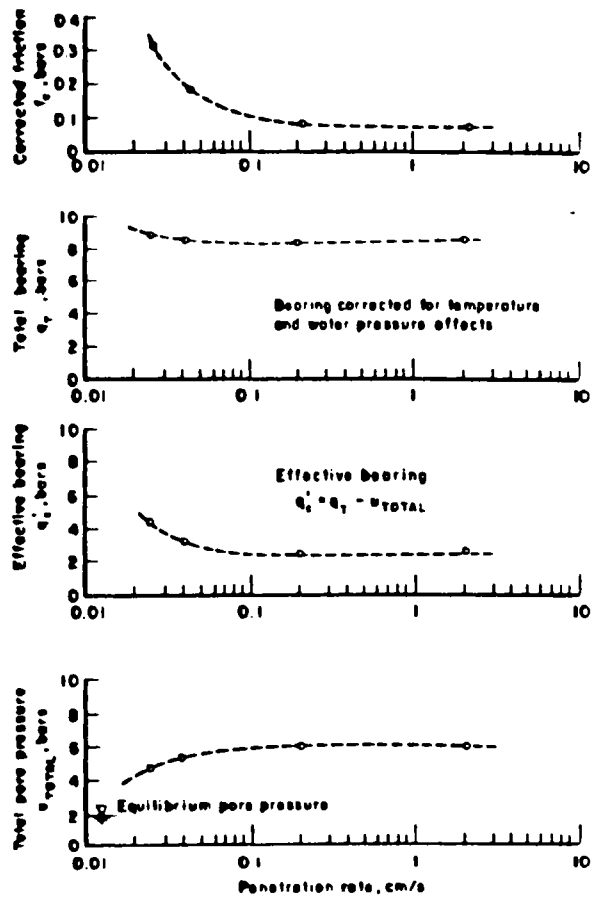


L'analyse faite par ces auteurs montre que l'effet de la vitesse sur la génération des surpressions interstitielles est négligeable lorsque celles-ci sont mesurées sur la pointe et qu'il y a une légère influence lorsque les mesures sont faites sur le manchon.

L'effet de la vitesse de pénétration dans des conditions de drainage données a été étudiée par CAMPANELLA et ROBERTSON (1981). En effet pour un sable l'essai pénétrométrique est considéré comme un essai drainé alors que dans l'argile, il est considéré non drainé. Mais pour un sol intermédiaire, il y a un drainage partiel qui pourrait être caractérisé par un rapport vitesse de pénétration/perméabilité. La Fig. 17 montre les paramètres pénétrométriques en fonction de la vitesse de pénétration dans un limon argileux où la perméabilité est de 8.10^{-7} cm/s. Cette figure montre que la vitesse de pénétration pour laquelle on peut considérer que l'essai est non drainé doit être supérieure à 0.2 cm/s.

II.c) MODELISATION DE LA PENETRATION DANS LES SOLS FINS SATURES

Le problème d'expansion de cavité cylindrique ou sphérique dans un milieu infini peut être réduit à un problème unidimensionnel où les déplacements et les déformations peuvent être déterminés à partir de considérations géométriques. Cette théorie d'expansion de cavité est souvent utilisée pour évaluer la résistance de pointe au cours de la pénétration dans les sols fins, interpréter l'essai pressiométrique et prévoir la distribution des contraintes et des pressions interstitielles autour des pieux.



Penetration rate effects in clayey silt deposit at McDonald's Farm, Sea Island (all measurements at 20 m depth)

FIG. 17 - EFFET DE LA VITESSE SUR Δu , f_s ; q_c
(CAMPANELLA et al, 1981)

Dans le cadre de cette thèse, on a considéré 2 types d'essais d'une part le PAF avec mesure des surpressions interstitielles et d'autre part le piézocone FUGRO.

L'essai au PAF permet d'établir la courbe de réponse du sol et d'en déduire la relation contrainte-déformation. Les résultats d'un tel essai s'approprient mieux pour une modélisation et interprétation et les problèmes principaux que l'on a c'est de bien définir l'état de contrainte initiale, l'effet du remaniement, l'effet d'un drainage partiel. L'interprétation des essais pressiométriques avec mesure des surpressions interstitielles a été abordé dans le cadre de cette recherche en considérant différentes lois de comportement pour le sol. La comparaison entre les résultats obtenus en utilisant ces différents modèles a été effectuée à partir des simulations numériques en éléments finis. Cela a fait l'objet de la thèse de NAHRA (1985) au LCPC.

L'essai au piézocone, produit un état de rupture dans le sol avoisinant et sa modélisation est plus complexe. La modélisation de la pénétration dans les sols fins saturés soulève des difficultés fondamentales concernant :

- les grandes déformations qui sont difficiles à prendre en compte dans les résolutions numériques, dans le cadre de ce projet cet aspect fait l'objet d'une thèse PhD à l'Université de la LOUISIANE;
- la modélisation de l'interaction entre le pénétromètre et le sol avoisinant qui nécessite couplage de cisaillement et expansion ;
- drainage partiel dont la modélisation nécessite couplage de la loi de comportement du squelette du sol et de l'équation d'écoulement.

Ces difficultés ont conduit à aborder l'interprétation d'essais de pénétration en ne considérant par simplification que des solutions analytiques dérivées de la théorie d'expansion des cavités cylindriques et/ou sphériques dans un sol élastique/parfaitement plastique. On rappelle ci-dessous les hypothèses principales de ces théories.

1.1 - Expansion cylindrique dans un sol élastique parfaitement plastique

La résolution se fait avec les hypothèses suivantes :

- le sol est homogène isotrope ;
- les déformations sont planes ;
- l'eau interstitielle est incompressible ;
- l'expansion est rapide pour pouvoir se situer en conditions non drainées.

Cette dernière hypothèse s'exprime sous la forme :

$$(1 - \varepsilon_r) (1 - \varepsilon_\theta) (1 - \varepsilon_z) = 1 \quad - \quad \text{I.1}$$

Cette relation devient en petites déformations et avec la 2ème hypothèse : $\varepsilon_r + \varepsilon_\theta = 0$ - I.2

Les équations d'équilibre, compte tenu de la symétrie du problème se réduisent à :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{\partial \sigma_r}{\partial r} + \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{r} = 0 \\ \frac{\partial \tau_{rz}}{\partial r} + \frac{\tau_{rz}}{r} = 0 \end{array} \right. \quad - \quad \text{I.3}$$

$$- \quad \text{I.4}$$

eq. I.3 donne après intégration : $\tau_{rz} = \tau_0 \frac{r_0}{r}$ $\tau_0 = \tau_{rz}(r_0) = 0$

car l'expansion se fait sans cisaillement soit : $\tau_{rz}(r) = 0 \quad \forall r$

Phase élastique

On se contente dans ce paragraphe de donner les résultats classiques (BAGUELIN et al, 1978) :

Le déplacement radial $u(r)$ est donné par :

$$\begin{aligned} u(r) &= \epsilon_0 \frac{R_0^2}{r} \\ \epsilon_r &= \frac{du}{dr} = - \frac{\epsilon_0 \cdot R_0^2}{r^2} && \text{- déformation radiale} \\ \epsilon_\theta &= \frac{u}{r} = \frac{\epsilon_0 R_0^2}{r^2} && \text{- déformation orthoradiale} \\ \sigma_r &= p_0 + 2G \frac{\epsilon_0 R_0^2}{r^2} && \text{- contrainte radiale} \\ \sigma_\theta &= p_0 - 2G \frac{\epsilon_0 R_0^2}{r^2} && \text{- contrainte orthoradiale} \end{aligned}$$

La pression sur le bord de la cavité est $p = \sigma_r(r = R_0)$

$$p = p_0 + 2G \epsilon_0 \quad \text{et} \quad \epsilon_0 = \epsilon_\theta(r = R_0)$$

où ϵ_0 est la déformation initiale, p_0 la contrainte isotrope dans le sol considéré et G est le module de cisaillement.

$$\begin{aligned} \text{soit } \Delta\sigma_r &= 2G \frac{\epsilon_0 R_0^2}{r^2} \\ \Delta\sigma_\theta &= - 2G \frac{\epsilon_0 R_0^2}{r^2} \\ \Delta\sigma_z &= \nu (\Delta\sigma_r + \Delta\sigma_\theta) = 0 \\ \text{et : } \Delta u &= \Delta\sigma_{\text{oct}} = \Delta p \end{aligned}$$

avec Δu la surpression interstitielle dans le sol saturé et Δp la variation de la contrainte totale moyenne, la surpression est donc nulle partout dans le sol.

Phase plastique - Critère de Tresca

Le critère s'exprime en fonction de σ_r et σ_θ , soit :

$$\sigma_r - \sigma_\theta = 2 C_u$$

(C_u étant la cohésion non drainée du sol).

Le sol rentre en plasticité lorsque ρ_r atteint la valeur p_F donnée par : $p_F = p_o + C_u$. Cette valeur sera d'abord atteinte au bord de la cavité où commence la plasticité et se propage dans le sol. Pour calculer les contraintes dans cette zone, l'équation d'équilibre avec le critère donne :

$$\begin{aligned}\sigma_r &= p_F + C_u L_n \frac{\rho_F^2}{\rho^2} \\ \sigma_\theta &= \sigma_r - 2 C_u = p_F - 2 C_u + C_u L_n \frac{\rho_o^2}{\rho^2} F\end{aligned}$$

pour la détermination du rayon plastique ρ_{FF} , on considère l'incompressibilité du matériau qui s'approche le plus de l'expansion non drainée.

On a donc : $\rho_F^2 - \rho_o^2 = r_F^2 - r_o^2$, soit : $\rho_F^2 - r_f^2 = \rho_o^2 - r_o^2$

ce qui entraîne : $\frac{\rho_F^2 - r_F^2}{\rho_o^2} = \frac{\rho_o^2 - r_o^2}{\rho_o^2} = 2\alpha_\theta$

(α_θ étant la déformation d'Almansi)

D'autre part, à la limite entre élasticité et plasticité (au rayon ρ_F) on a, d'après l'élasticité :

$$\tau_m = \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{2} = G\gamma = G(\epsilon_r - \epsilon_{r_F}) = 2G\epsilon_F$$

car $\epsilon_r - \epsilon_\theta = 0$ (élasticité)

en petites déformations sur la limite entre l'élasticité et la plasticité

$$\epsilon_F = \alpha_{\theta_F} = g_{\theta_F} \text{ d'où } \epsilon_F = \alpha_{\theta_F} = \frac{1}{2} \frac{\rho_F^2 - r_F^2}{\rho_F^2}$$

Or sur cette limite on a le critère qui s'écrit :

$$\tau_m = \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{2} = Cu$$

on obtient donc $Cu = G \frac{\rho_F^2 - r_F^2}{\rho_F^2}$

$$\frac{\rho_F^2 - r_F^2}{\rho_o^2} = \frac{\rho_F^2 - r_F^2}{\rho_F^2} \left(\frac{\rho_F}{\rho_o}\right)^2 = \frac{Cu}{G} \left(\frac{\rho_F}{\rho_o}\right)^2 = 2\alpha_{\theta_o}$$

on conclut donc que $\left(\frac{\rho_F}{\rho_o}\right)^2 = 2\alpha_{\theta_o} \frac{G}{Cu}$ avec $\alpha_{\theta_o} = \frac{1}{2} \frac{\rho_o^2 - r_o^2}{\rho_o^2}$

qui représente la déformation de la cavité

on obtient finalement : $\left(\frac{\rho_F}{\rho_o}\right)^2 = \frac{G}{Cu} DR = \frac{E}{2(1+\nu)Cu} DR = I_r DR$

avec $G = \frac{E}{2(1 + \nu)}$ module de cisaillement élastique

$I_r = \frac{G}{Cu}$ index de rigidité

$DR = \frac{\rho_o^2 - \rho_o^2}{\rho_o^2}$ DR = 1 pour une cavité ou rayon initial nul.

Cette expression qui devient $\frac{\rho_F^2}{\rho_O^2} = \frac{G}{C_u}$ dans le cas où DR = 1 a été aussi trouvée par RANDOLPH et WROTH (1979).

Compte-tenu de ce résultat, la pression limite p_L pourra s'écrire :

$$p_L = p_F + C_u \cdot L_n \left(\frac{G}{C_u} \right) = p_O + C_u \left[1 + L_n \frac{G}{C_u} \right]$$

RANDOLPH et WROTH (1979) admettent le postulat énoncé en plasticité pour les déformations planes : $\sigma_z = \frac{1}{2}(\sigma_r + \sigma_\theta)$. Ils posent aussi $\Delta u = \Delta p$. Avec ces deux relations on déduit l'état des contraintes et des surpressions interstitielles dans le sol à la fin de l'expansion :

$$\sigma_r = p_O + C_u + C_u L_n \left[\frac{\rho_F^2}{\rho^2} \right] \rightarrow \Delta\sigma_r = C_u \left[1 + 2 L_n \left(\frac{\rho_F}{\rho} \right) \right]$$

$$\sigma_\theta = p_O - C_u + C_u L_n \left[\frac{\rho_F^2}{\rho^2} \right] \rightarrow \Delta\sigma_\theta = C_u \left[-1 + 2 L_n \left(\frac{\rho_F}{\rho} \right) \right]$$

$$\sigma_z = p_O + C_u L_n \left[\frac{\rho_F^2}{\rho^2} \right] \rightarrow \Delta\sigma_z = 2C_u L_n \left[\frac{\rho_F}{\rho} \right]$$

$$\Delta u = 2 C_u L_n (\rho_F / \rho)$$

$$\text{avec} \left(\frac{\rho_F}{\rho_O} \right)^2 = \frac{G}{C_u} \cdot DR$$

$$DR = \frac{\rho_O^2 - r_O^2}{\rho_O^2}$$

$\Delta u_{\max} = \Delta u(\rho_O) = 2 C_u L_n \left(\frac{\rho_F}{\rho_O} \right)$ expression déjà fournie par GRIBSON et ANDERSON (1961)

2.1.3) Phase plastique - critère de Mohr Coulomb

Le critère de plasticité s'exprime sous la forme :

$$\sigma_{\theta} + c \cdot \cotg \phi = K_a (\sigma_r + c \cotg \phi)$$

$$\text{avec } K_a = \operatorname{tg}^2 \left[\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right]$$

Le sol rentre en plasticité d'abord au bord de la cavité

quand $\sigma_r = p_F$:

$$p_F = p_O + (p_O + c \cdot \cotg \phi) \cdot \sin \phi = p_O (1 - \sin \phi) + c \cos \phi$$

L'équation d'équilibre avec ce critère donne :

$$\sigma_r + c \cdot \cotg \phi = (p_F + c \cdot \cotg \phi) \left[\frac{\rho_F^2}{\rho^2} \right]^{\frac{1-K_a}{2}}$$

$$\sigma_{\theta} + c \cdot \cotg \phi = K_a (\sigma_r + c \cdot \cotg \phi) = K_a (p_F + c \cdot \cotg \phi) \left[\frac{\rho_F^2}{\rho^2} \right]^{\frac{1-K_a}{2}}$$

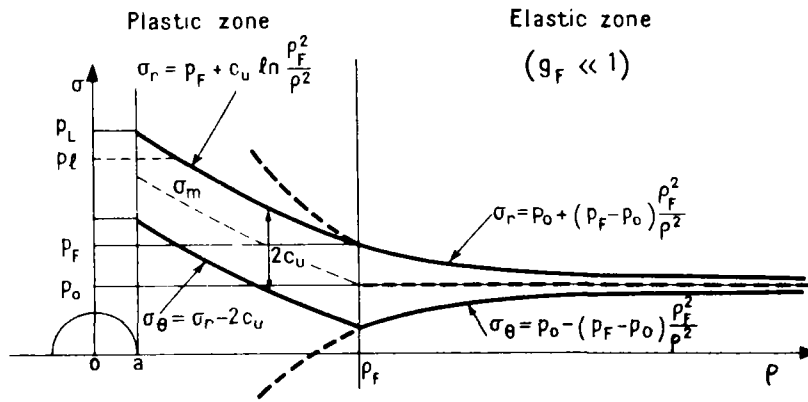
$$\text{et } p_L = (p_F + c \cdot \cotg \phi) \left[\frac{G}{C_u} \right]^{\frac{1-K_a}{2}} - c \cotg \phi$$

$$p_L = (p_O + c \cdot \cotg \phi) (1 + \sin \phi) \left[\frac{G}{C_u} \right]^{\frac{1-K_a}{2}} - c \cotg \phi$$

La Figure 18 résume les équations pour les deux critères considérés. VESIC (1972) a traité ce même problème avec le même critère mais il a supposé que le sol dans la zone plastique se comporte comme un solide plastique compressible défini par un coefficient Δ caractérisant le changement de volume moyen. Cette hypothèse se traduit :

$$(\rho_O^2 - r_O^2) = (\rho_F^2 - r_F^2) + (\rho_F^2 - \rho_O^2) \Delta$$

(a) Purely cohesive soil



(b) Soil with friction and cohesion

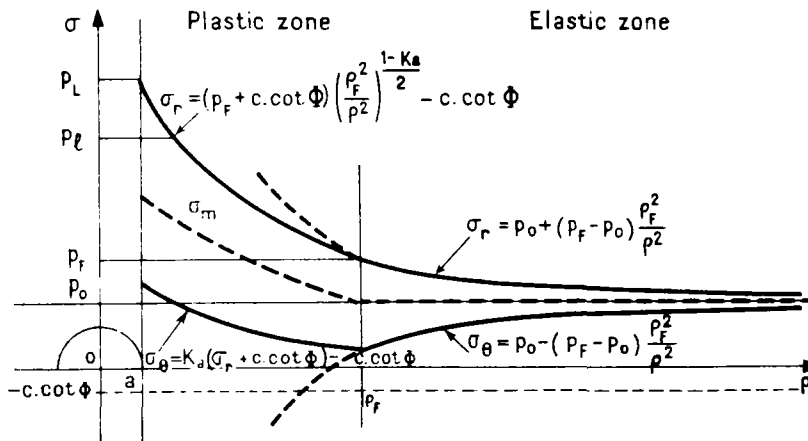


FIG. 18 - CONTRAINTES DANS UN SOL ELASTIQUE PARFAITEMENT PLASTIQUE AUTOUR D'UNE CAVITE CYLINDRIQUE

et pour le calcul des surpressions interstitielles il utilise la formule de Henkel :

$$\Delta u = \beta \Delta \sigma_{\text{oct}} + \alpha \Delta \tau_{\text{oct}}$$

α étant relié au paramètre A de Skempton par la relation :

$$\alpha = \frac{\sqrt{2}}{2} (3A - 1)$$

α et A sont obtenus à partir de l'essai triaxial respectivement de distorsion et de compression. (Rappelons que pour un sol élastique $\alpha = 0$).

Avec ces considérations il obtient :

$$\Delta u = \left[0.817 \alpha_f + 2 \ln \left(\frac{\rho_f}{\rho} \right) \right] C_u$$

$$\text{soit } \Delta u = C_u \left[0.817 \alpha_f + \ln \frac{G}{C_u} \right] \quad \text{si } 2\alpha_{\theta_0} = 1$$

c'est ce que obtiennent KIRBY et ESRIG (1979) en négligeant le premier terme qui correspond à la surpression due au cisaillement.

III - LA CONSOLIDATION AUTOUP DE LA CAVITE

Le piézocone nous permet non seulement l'enregistrement continu de la pression interstitielle lors de l'enfoncement mais aussi sa dissipation une fois l'enfoncement arrêté. L'étude de ces courbes de dissipation nous permet d'évaluer un certain nombre de caractéristiques du sol étudié dont les coefficients de consolidation et de perméabilité.

Ce problème a été traité par plusieurs auteurs dans le but de tracer une courbe de consolidation théorique avec différentes approches. La consolidation linéaire est généralement traitée sur la base d'une des deux théories suivantes :

- la théorie de TERZAGHI (1923), RENDULIC (1936) ;
- la théorie de BIOT (1941).

La première théorie est une théorie non couplée dans la mesure où elle traite la variation des pressions interstitielles en supposant en tout point une contrainte totale moyenne constante dans le temps. En revanche la deuxième est une théorie couplée car la contrainte totale moyenne peut varier dans le temps, sa variation étant liée à la variation des pressions interstitielles.

III.1) Equations de la consolidation

a) Théorie de TERZAGHI

TERZAGHI dans sa théorie, s'est basé sur les hypothèses suivantes : le sol est homogène, complètement saturé, la compressibilité des grains et de l'eau est négligeable, la loi de DARCY est applicable et enfin l'existence d'une relation linéaire entre la contrainte effective σ' et l'indice des vides e : $a_v = - \frac{de}{d\sigma'}$. Avec ces hypothèses, TERZAGHI a obtenu l'équation de consolidation :

$$c_v \nabla^2 u = \frac{\partial u}{\partial t}$$

où c_v est le coefficient de consolidation du sol ;

u est la pression interstitielle.

On remarque donc que cette équation ne fait pas intervenir les contraintes ; la pression interstitielle et les contraintes varient indépendamment ce qui justifie le terme "la théorie non couplée".

b) Théorie de BIOT

BIOT en s'intéressant à la théorie de consolidation a considéré les hypothèses suivantes :

- le sol est élastique et isotrope, réversibilité de la relation contrainte-déformation (ϵ, σ) sous les conditions finales d'équilibre, linéarité de (σ, ϵ), les petites déformations, l'eau interstitielle est incompressible mais peut contenir des bulles d'air et enfin il suppose l'applicabilité de la loi de DARCY.

En se basant sur ces hypothèses, BIOT obtient l'équation différentielle :

$$CV^2 u = \frac{\partial u}{\partial t} - \frac{1}{3} \frac{\partial \sigma_{kk}}{\partial t} \quad \text{avec} \quad c = \frac{E.K}{3\gamma_w (1 - 2\nu)}$$

où k est le coefficient de perméabilité.

On voit clairement d'après cette équation que la pression interstitielle dépend de la contrainte totale moyenne d'où le nom "théorie couplée".

On constate que lorsque la contrainte totale moyenne ne dépend pas du temps les 2 théories coïncident. Elles coïncident aussi dans d'autres cas où le domaine s'étend à l'infini et en particulier

lorsque le champs de déplacement est irrotationnel (SILLS, 75). En effet, si les forces volumiques sont nulles, l'équation d'équilibre s'écrit :

$$\Delta \sigma'_{ij,j} + \Delta u_{,j} = 0 \quad (1)$$

La loi de comportement pour un matériau linéaire élastique et isotrope est :

$$\Delta \sigma'_{ij} = 2G \varepsilon_{ij} + \lambda \varepsilon_{kk} \delta_{ij} \quad (2)$$

on a aussi :

$$\varepsilon_{ij} = \frac{1}{2} (\xi_{i,j} + \xi_{j,i}) \quad (3)$$

Pour un champs de déplacement irrotationnel, il existe une fonction scalaire, ϕ , telle que : $\xi_i = \phi_{,i}$ (4)

(1) et (4) donnent : $(\lambda + 2G) (\phi_{,jj})_{,i} + \Delta u_{,i} = 0$

or $\phi_{,jj} = \varepsilon_{jj} = \varepsilon_v$

soit $\left[(\lambda + 2G) \varepsilon_v + \Delta u \right]_{,i} = 0$

il existe donc une fonction f ne dépendant que du temps telle que :

$$(\lambda + 2G) \varepsilon_v + \Delta u = f(t)$$

Pour un domaine infini, les conditions aux limites exigent que l'on ait :

$$\varepsilon_v(\infty) = \Delta u(\infty) = 0$$

$$\text{D'où } (\lambda + 2G)\varepsilon_v + \Delta u = 0$$

La déformation volumique est seulement fonction de la variation de surpressions interstitielles durant la consolidation.

III.2) Analyses linéaires de la consolidation

Solution analytique en symétrie axiale - sol élastique RANDOLPH-WROTH (1979)

a) Equation du problème et conditions aux limites

RANDOLPH et WROTH ont adopté les hypothèses suivantes : La consolidation se fait par écoulement de l'eau radialement vers l'extérieur du pieu, les particules du sol se déplacent aussi radialement sur les plans horizontaux (déformations planes) avec la symétrie axiale. On suppose aussi que dans un premier temps, le squelette solide se déforme élastiquement durant la consolidation, le pieu est supposé rigide imperméable. Le problème est traité avec une distribution de pression interstitielle quelconque $u_0(r)$ pour r compris entre r_0 et R_f et $u_0(r) = 0$ pour $r > R_f$. La zone entre r_0 et R_f a été appelée zone plastique pour signifier que le sol dans cette partie a atteint la rupture par cisaillement durant l'enfoncement

du pieu. Cependant durant la consolidation tout le sol est supposé se déformer élastiquement, on va donc pouvoir travailler avec les incréments de contraintes à partir des contraintes juste après l'installation du pieu :

La loi de comportement s'écrit :

$$\left\{ \begin{array}{l} \varepsilon_r = \frac{d\xi}{dr} = \frac{1}{2G} \left[(1 - \nu) d\sigma'_r - \nu d\sigma'_\theta \right] \\ \varepsilon_\theta = \frac{\xi}{r} = \frac{1}{2G} \left[\nu d\sigma'_r + (1 - \nu) d\sigma'_\theta \right] \\ \varepsilon_z = 0 \end{array} \right.$$

En inversant :

$$\left\{ \begin{array}{l} d\sigma'_r = - \frac{2G}{1 - 2\nu} \left[(1 - \nu) \frac{d\xi}{dr} + \nu \frac{\xi}{r} \right] \\ d\sigma'_\theta = - \frac{2G}{1 - 2\nu} \left[\nu \frac{d\xi}{dr} + (1 - \nu) \frac{\xi}{r} \right] \\ d\sigma'_z = \nu \left[d\sigma'_r + d\sigma'_\theta \right] = - \frac{2G}{1 - 2\nu} \left[\frac{d\xi}{dr} + \frac{\xi}{r} \right] \end{array} \right.$$

L'équation d'équilibre s'écrit :

$$\frac{\partial}{\partial r} \left[r d\sigma'_r \right] - d\sigma'_\theta = 0$$

or on a : $d\sigma_r = d\sigma'_r + du = d\sigma'_r + u - u_0$

$d\sigma_\theta = d\sigma'_\theta + du = d\sigma'_\theta + u - u_0$

et : $d\sigma_r - d\sigma_\theta = d\sigma'_r - d\sigma'_\theta$

Avec ces égalités l'équation d'équilibre devient :

$$\frac{\partial}{\partial r}(d\sigma_r) + \frac{d\sigma'_r - d\sigma'_\theta}{r} = 0$$

soit $\frac{\partial}{\partial r}(d\sigma'_r + u - u_0) + \frac{d\sigma'_r - d\sigma'_\theta}{r} = 0$

$$\frac{\partial u}{\partial r} = \frac{du_0}{dr} - \frac{\partial}{\partial r}(d\sigma'_r) + \frac{d\sigma'_\theta - d\sigma'_r}{r}$$

soit : $\frac{\partial u}{\partial r} = \frac{du_0}{dr} + G^* \left[-\frac{\partial}{\partial r} \frac{1}{r} \frac{\partial}{\partial r} (r \xi) \right]$ où : $G^* = \frac{2G(1-\nu)}{1-2\nu} \dots\dots\dots (a)$

La loi de DARCY s'écrit : $v = -\frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial u}{\partial r}$

L'équation de continuité : $\frac{\partial}{\partial t}(\epsilon_r + \epsilon_\theta + \epsilon_z) = \frac{1}{r} \frac{\partial}{\partial r} (r.v)$

D'où $\frac{k}{\gamma_w} \left[\frac{1}{r} \frac{\partial}{\partial r} \left[r \frac{\partial u}{\partial r} \right] \right] = \frac{\partial}{\partial t} \left[\frac{1}{r} \frac{\partial}{\partial r} (r.\xi) \right]$

Une première intégration par rapport à t donne :

$$\frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial u}{\partial r} = \frac{\partial \xi}{\partial t} + \frac{f(t)}{r} \dots\dots\dots (b)$$

L'élimination de ξ entre les équations (a) et (b) donne :

$$(c) \quad \frac{\partial u}{\partial t} = c \frac{1}{r} \left[\frac{\partial}{\partial r} \left(r \cdot \frac{\partial u}{\partial r} \right) \right] + g(t) = c \nabla^2 u + g(t)$$

$$\text{soit} \quad \frac{\partial u}{\partial t} = C \nabla^2 u + g(t) \quad \text{avec} \quad c = \frac{k}{\gamma_w} G^*$$

On remarque que l'on obtient une équation identique à celle de TERZAGHI (consolidation unidimensionnelle) si on exclue la fonction $g(t)$ pour la solution de TERZAGHI on a :

$$c_v = \frac{k}{\gamma_w m_v} \quad \text{avec} \quad m_v = \frac{1}{G^*} = \frac{1 - 2\nu}{2G(1 - \nu)}$$

En éliminant u au profit de ξ on aura :

$$\frac{\partial \xi}{\partial t} = \frac{k}{\gamma_w} \cdot \frac{d u_{00}}{dr} + c \left[\frac{\partial}{\partial r} \left(\frac{1}{r} \frac{\partial}{\partial r} (r \xi) \right) \right] - \frac{f(t)}{r}$$

Les conditions aux limites sont :

- (1) $\xi = 0$ à $t = 0$ pour $r \geq r_0$
- (2) $\xi = 0$ à $r = r_0$ pour $t \geq 0$
- (3) $\xi \rightarrow 0$ quand $r \rightarrow \infty$ pour $t \geq 0$
- (4) $u = u_0$ à $t = 0$ pour $r \geq r_0$
- (5) $u \rightarrow 0$ quand $r \rightarrow \infty$ pour $t \geq 0$
- (6) $\frac{\partial u}{\partial r} = 0$ à $r = r_0$ pour $t > 0$

b) Solution analytique

Avec les conditions 2) et 6) on peut déjà conclure que dans l'équation (b) $f(t) = 0$ et dans l'équation (c) $g(t) = 0$. Notons qu'il existe un rayon $r^* > R_f$ au-delà duquel la surpression est nulle et ce pour n'importe quel temps t . La condition (5) sera remplacée par (5') $u = 0$ pour $r = r^*$. En général r^* est de l'ordre de 5 à 10 R_f .

On cherche une solution par la méthode des séparations des variables de FOURIER en cherchant une solution sous la forme d'un produit : $u(r, t) = \rho(r) \theta(t)$

$$\text{On obtient alors } u(r, t) = D e^{-C\alpha^2 t} \left[A J_0(\alpha r) + B Y_0(\alpha r) \right]$$

$$\xi(r, t) = \frac{D e^{-C\alpha^2 t}}{G\alpha} \left[A J_1(\alpha r) + B Y_1(\alpha r) \right] + h(r)$$

J_i et y_i fonctions de BESSEL et de NEUMANN d'ordre i

En utilisant les conditions aux limites (2) et (6) on aura :

$A J_1(\alpha r_0) + B Y_1(\alpha r_0) = 0$ et puisque $u = 0$ pour $r > r^*$ la constante D doit être nulle pour la partie de solution concernant $r > r^*$ et $u = 0$ pour $r = r^*$ nous permet d'écrire :

$$A J_0(\alpha r^*) + B Y_0(\alpha r^*) = 0$$

$$(d) \quad \begin{cases} AJ_0(\alpha r^*) + BY_0(\alpha r^*) = 0 \\ AJ_1(\alpha r_0) + BY_1(\alpha r_0) = 0 \end{cases}$$

Ce système admet une infinité de solutions réelles α_i auxquelles correspondent une infinité de solutions du type :

$$u_i(r,t) = D_i e^{-C\alpha_i^2 t} [A_i J_0(\alpha_i r) + B_i Y_0(\alpha_i r)]$$

$$\text{avec } B_i = -A_i \frac{J_0(\alpha_i r^*)}{Y_0(\alpha_i r^*)} \text{ d'où } u_i(r,t) = C_i e^{-C\alpha_i^2 t} U_0(\alpha_i r)$$

$$\text{avec } C_i = \frac{A_i D_i}{Y_0(\alpha_i r^*)} \text{ et } U_0(\alpha_i r) = J_0(\alpha_i r) Y_0(\alpha_i r^*) - J_0(\alpha_i r^*) Y_0(\alpha_i r)$$

La solution générale s'écrit :

$$u(r,t) = \sum_1^{\infty} U_i(r,t) = \sum_1^{\infty} C_i e^{-C\alpha_i^2 t} \cdot U_0(\alpha_i r)$$

Pour obtenir les coefficients C_i , les auteurs proposent de multiplier les 2 membres ou cette égalité par $rU_0(\alpha_i r)$ et d'intégrer entre r_0 et r^* (en supposant que l'intégration est possible) et d'utiliser le fait que le système $\{U_0(\alpha_i r)\}_1$ est orthogonal de poids r dans l'intervalle $[r_0, r^*]$. On obtient alors

$$u(r,t) = \frac{\pi^2}{2} \sum_{i=1}^{\infty} \frac{\alpha_i^2 J_1^2(\alpha_i r_0) \int_{r_0}^{r^*} r U_0(\alpha_i r) dr}{J_1^2(\alpha_i r_0) - J_0^2(\alpha_i r^*)} \cdot e^{-C\alpha_i^2 t} U_0(\alpha_i r)$$

pour $r \in [r_0, r^*]$

et $u = 0$ pour $r > r^*$

$$\xi(r, t) = \frac{1}{G^*} \sum_{r=1}^{\infty} \frac{\pi^2 \alpha_i J_1(\alpha_i r_0) \int_{r_0}^{r^*} r u_0 U_0(\alpha_i r) dr}{2 [J_1^2(\alpha_i r_0) - J_0^2(\alpha_i r^*)]} \cdot e^{-C\alpha_i^2 t} \cdot U_1(\alpha_i r) + h(r)$$

pour $r \in [r_0, r^*]$

et $\xi = \frac{F(t)}{r}$ pour $r > r^*$

La fonction F peut être calculée en assurant la continuité du déplacement à $r = r^*$

c) Cas particulier - u_0 est logarithmique

La solution décrite ci-dessus est une solution générale pour n'importe quelle distribution initiale de surpression interstitielle. Il est très difficile d'évaluer cette distribution qui a une certaine influence, comme on le verra ci-dessous sur les courbes de dissipation. RANDOLPH et al estiment que-malgré les mesures faites (BJERRUM et JOHANNESSEN (1961), KOIZUMI et ITO (67) et LO et STERMAC (1965) (Fig. 20) qui montrent une dispersion de ces valeurs expérimentales - la surpression interstitielle semble décroître linéairement en fonction du logarithme du rayon r d'une manière approximative. Ils ont considéré la distribution donnée par l'expansion d'une cavité cylindrique dans un sol élastique parfaitement plastique avec le critère de Tresca :

$$u_0 = 2 C_u \ln \frac{R_F}{r_0} \quad r_0 \leq r \leq R$$

$$u_0 = 0 \quad \rho_F \leq r \leq r^*$$

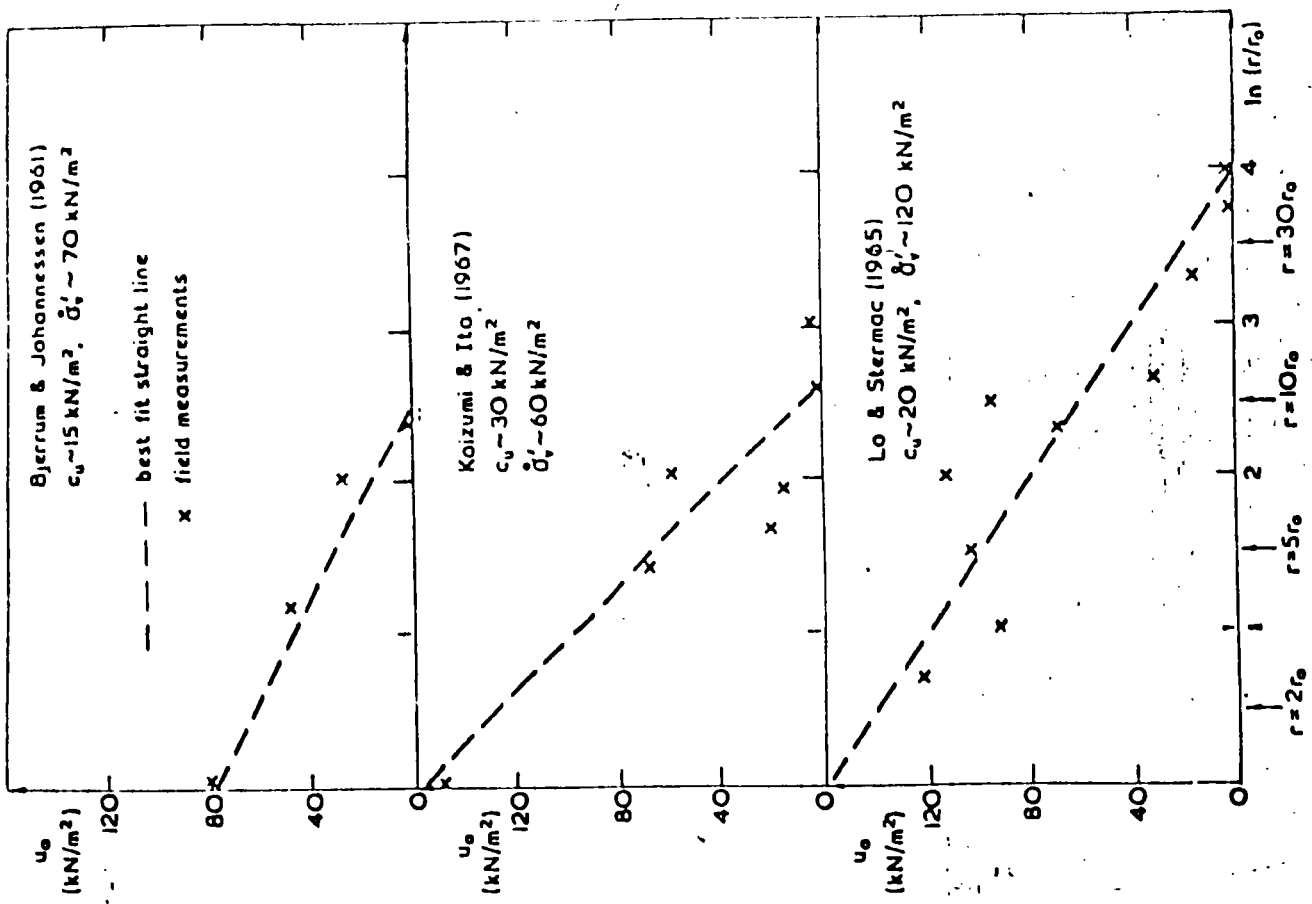


FIG. 20 - VARIATION DE Δu INITIAL

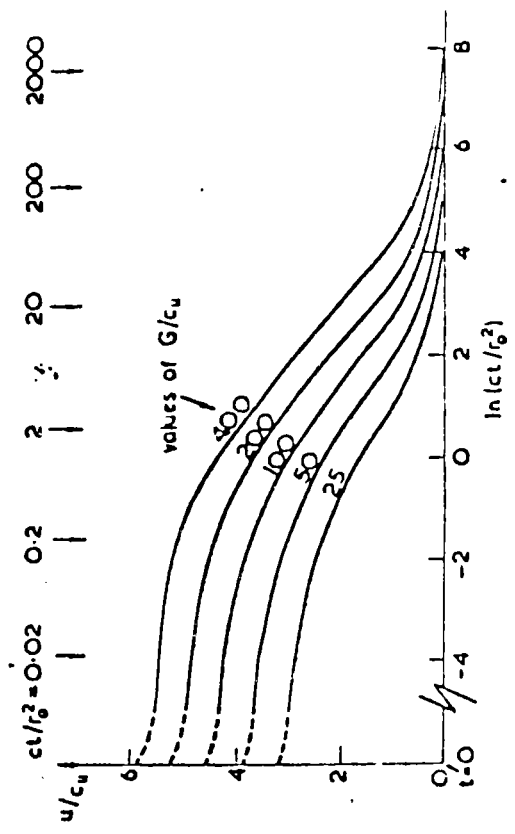


FIG. 21 - VARIATION DES SURPRESSIONS A

L'INTERFACE AVEC LE TEMPS

x Seed & Reese (1955)
o Eide et al (1961)

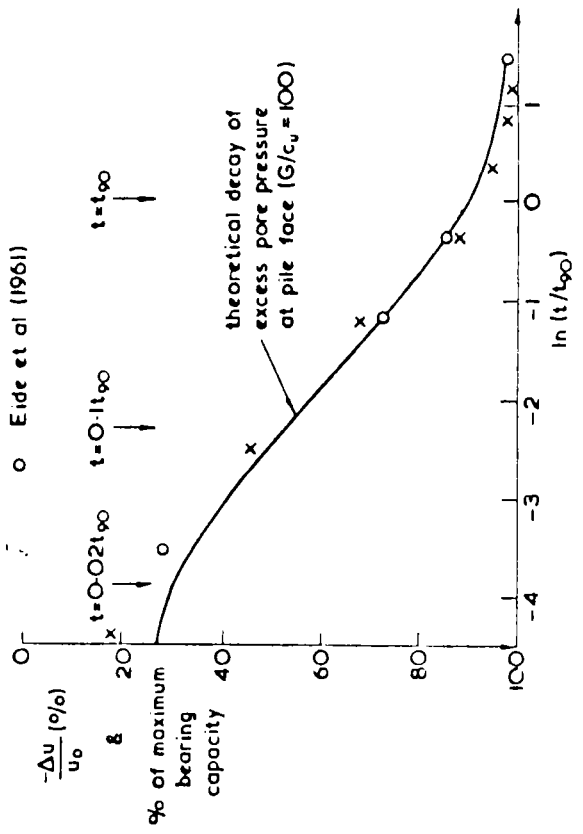


FIG. 22 - VARIATION DE LA CAPACITE PORTANTE DES PIEUX DANS LE TEMPS ET DISSIPATION DES SURPRESSIONS INTERSTITIELLES

En remplaçant u_0 par sa valeur dans les expressions de $u(r,t)$ et celle de $\xi(r,t)$ et en intégrant on trouve :

$$u(r,t) = \sum_{n=1}^{\infty} B_n e^{-C\alpha_n^2 t} U_0(\alpha_n r) \quad \begin{array}{l} r_0 \leq r \leq r^* \\ r > r^* \end{array}$$

$$u = 0$$

$$\xi = \frac{1}{G^*} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{B_n}{\alpha_n} e^{-C\alpha_n^2 t} \cdot U_1(\alpha_n r) + \frac{C_u}{G^*} \left[r \operatorname{Ln}\left(\frac{r}{R^*}\right) - \frac{r_0^2}{r} \operatorname{Ln}\left(\frac{r_0}{R^*}\right) \right] \quad r_0 \leq r \leq R_f$$

$$\xi = \frac{1}{G^*} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{B_n}{\alpha_n} e^{-C\alpha_n^2 t} \cdot U_1(\alpha_n r) + \frac{C_u}{G^* r} \left[R_f^2 \operatorname{Ln}\left(\frac{R}{R^*}\right) - r_0^2 \operatorname{Ln}\left(\frac{r_0}{R^*}\right) \right] \quad R_f < r < r^*$$

$$\xi = \frac{F(t)}{r} \quad r > r^*$$

$$\text{avec } R^* = R_f \sqrt{e} \quad \text{et } B_n = \frac{4C_u}{\alpha_n^2} \frac{[U_0(\alpha_n r_0) - U_0(\alpha_n R_f)]}{[r^{*2} U_1^2(\alpha_n r^*) - r_0^2 U_0^2(\alpha_n r_0)]}$$

r^* a été pris entre 5 et 10 R_f .

RANDOLPH et WROTH estiment que les cinquante premiers termes de cette série suffisent, pour avoir une bonne précision en comparant u_0 et $u(r, 0)$.

La solution fournie dépend de C_u et de G/C_u . La Fig. 21 montre la dissipation à l'interface sol-pieu pour différentes valeurs de G/C_u en fonction de $\operatorname{Ln}\left(\frac{Ct}{r_0^2}\right)$. L'axe des abscisses est donc rendu adimensionnel et par conséquent les courbes de consolidation correspondant à diverses valeurs de C et de r_0 se trouvent confondues.

La Figure 22 montre que la surpression décroît rapidement au voisinage du pieu, ce qui est en accord avec SEED et REESE (1955) et EIDE et al (1961) qui ont montré que la capacité portante d'un pieu augmente très rapidement après son installation.

3.3) Solution en différences finies

Plusieurs auteurs ont résolu le problème de la consolidation par la méthode des différences finies avec des hypothèses différentes.

a) Solution de SODERBERG et BANERJEE (1962)

SODERBERG et BANERJEE ont considéré la symétrie axiale. En effet ils se sont appuyés sur les résultats des essais réalisés par CUMMINGS, KUKHOFF et PECK (1950) sur les pieux dans l'argile pour supposer que l'écoulement dû à l'enfoncement du pieu est horizontal (radial) ne dépendant pas de la profondeur et varie surtout avec le temps. Donc ils négligent les effets se produisant à la tête et au bout du piézocone ou du pieu. La distribution initiale des surpressions interstitielles considérée est en $\frac{1}{r}$ pour un sol visqueux ou logarithmique.

b) Solution de TORTENSSON (1975)

TORTENSSON a aussi utilisé la méthode des différences finies pour interpréter les courbes d'essai de dissipation pour pouvoir estimer le

coefficient de consolidation et par suite le coefficient de perméabilité. Il suppose que le sol est isotrope initialement assujéti à un état de contrainte isotrope, se comportant en matériau élastique parfaitement plastique durant l'expansion de cavité. Il utilise l'analyse linéaire non couplée unidimensionnelle de la consolidation. Sur la Fig. 23 on a tracé les courbes de dissipation pour les deux types de cavité, cylindrique et sphérique en fonction de E/C_u . On remarque donc qu'il faut choisir le type de cavité approprié et le rayon R_f adéquat pour estimer le facteur temps. Ce choix est très délicat, car la théorie d'expansion est une théorie unidimensionnelle alors que la pénétration est bidimensionnelle. On constate aussi que pour une argile donnée (E/C_u fixée) la consolidation sphérique donne une dissipation plus rapide (T_{50} plus petit) que la dissipation cylindrique et par suite donne une valeur plus petite du coefficient de consolidation ; le rapport des deux coefficients est de l'ordre de 5.

3.4) Détermination du coefficient de consolidation

CLARKE et al (1979) en se basant sur la solution analytique de RANDOLPH et WROTH (1979) ont tracé u_{\max}/C_u en fonction de $L_n(T_{50})$. u_{\max} étant la surpression au bord de la cavité à la fin de l'expansion non drainée (ou à la fin de la pénétration du piézocone) - Fig. (24) - u_{\max} est mesurée grâce au piézocone ou au pressiomètre autoforeur et C_u peut être déterminée à partir de la courbe de cisaillement déduite de la courbe pressiométrique (BAGUELIN et al (1978)) ou simplement de l'essai au scissomètre. Disposant de u_{\max} et de C_u on peut déduire T_{50} . Grâce au piézocone ou au pressiomètre autoforeur on peut déterminer expérimentalement t_{50} temps nécessaire pour avoir 50 % de la dissipation, on peut donc déterminer le coefficient de consolidation c_r

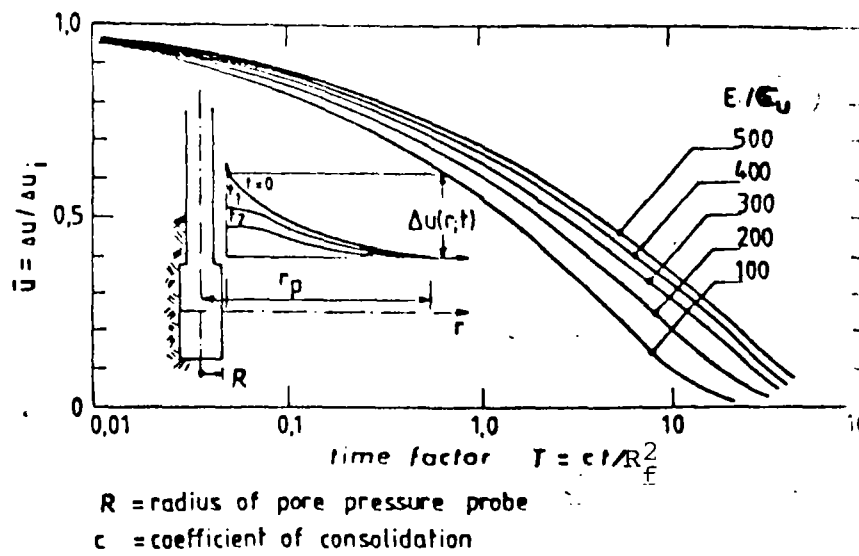
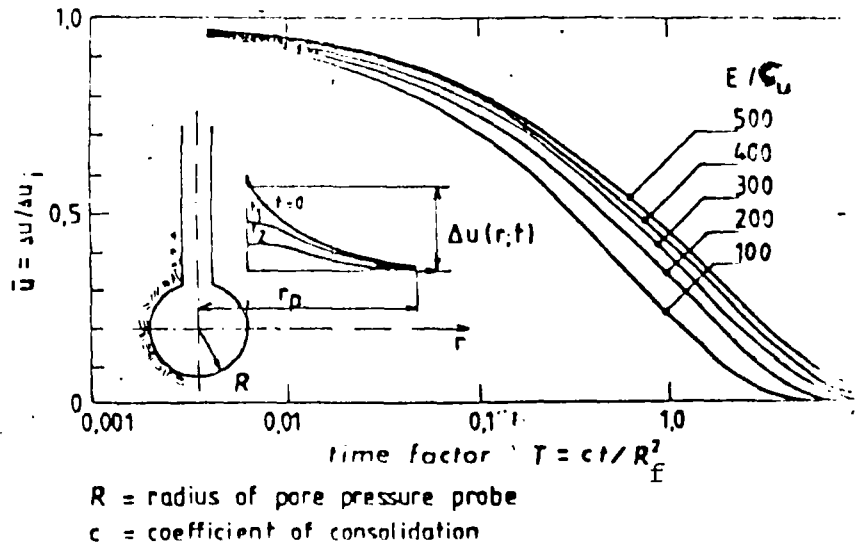


FIG. 23 - COURBES DE DISSIPATION AUTOUR
DE LA CAVITE

$$c_r = \frac{T_{50} \cdot r_o^2}{t_{50}}$$

L'abaque tracé par RANDOLPH et al (1979) fournit u_{\max}/C_u en fonction $L_n(T_{90})$ permettant de calculer le coefficient de consolidation à 90 % de dissipation. Une autre manière pour calculer le coefficient de consolidation est de lui donner une valeur a priori, disposant de la courbe de dissipation expérimentale $u = u(t)$, de déterminer la courbe expérimentale $\bar{u} = \frac{\Delta u}{\Delta u_i} = f \left[\frac{ct}{r_o^2} \right]$ et de la comparer avec la courbe théorique. Le coefficient de consolidation est celui qui donnerait le meilleur accord entre les deux courbes.

3.5) Etude paramétrique (LEVADOUX, 1980)

Une étude paramétrique a été effectuée à l'aide des solutions linéaires non couplées unidimensionnelles de la consolidation pour étudier l'effet des paramètres suivants :

- λ qui représente l'étendue de la zone où il y a création de surpression interstitielle ; $\lambda = R_f/r_o$
- l'anisotropie du sol ;
- le degré de surconsolidation "OCR" ;
- l'angle du piézomètre ;
- la position de la pierre poreuse.

1) Influence du paramètre $\lambda = R_f/r_0$

Le paramètre λ mesure la "taille" de la zone du sol affectée par la pénétration du pieu ou du piézocone et peut s'exprimer : $\lambda = R_f/r_0$ où R_f est le plus petit rayon au-delà duquel il n'y a pas de suppression et r_0 est le rayon du pieu ou du piézocone. D'après la Fig. 24 on constate que T_{50} pour $\lambda = 50$ est environ sept fois plus grand que T_{50} pour $\lambda = 20$. Ce qui veut dire que le coefficient de consolidation sera sept fois plus petit. Pour une distribution initiale logarithmique, l'effet de ce paramètre est moins accentué et le facteur 7 se réduit à 3 (Fig. 25).

2) Influence de la distribution initiale

Trois types de distribution initiale ont été considérées :

- Distribution initiale constante ;
- Distribution initiale linéaire ;
- Distribution initiale logarithmique.

Sur la Fig. 26 tracée pour $\lambda = 20$ et pour les trois types de distribution on peut remarquer que la dissipation dans le troisième cas prend naissance rapidement alors que pour la première distribution cette dissipation ne commence qu'après un temps assez long. On constate aussi que la distribution logarithmique donne des dissipations plus rapides que la distribution linéaire qui a son tour donne des dissipations plus rapides que la distribution constante.

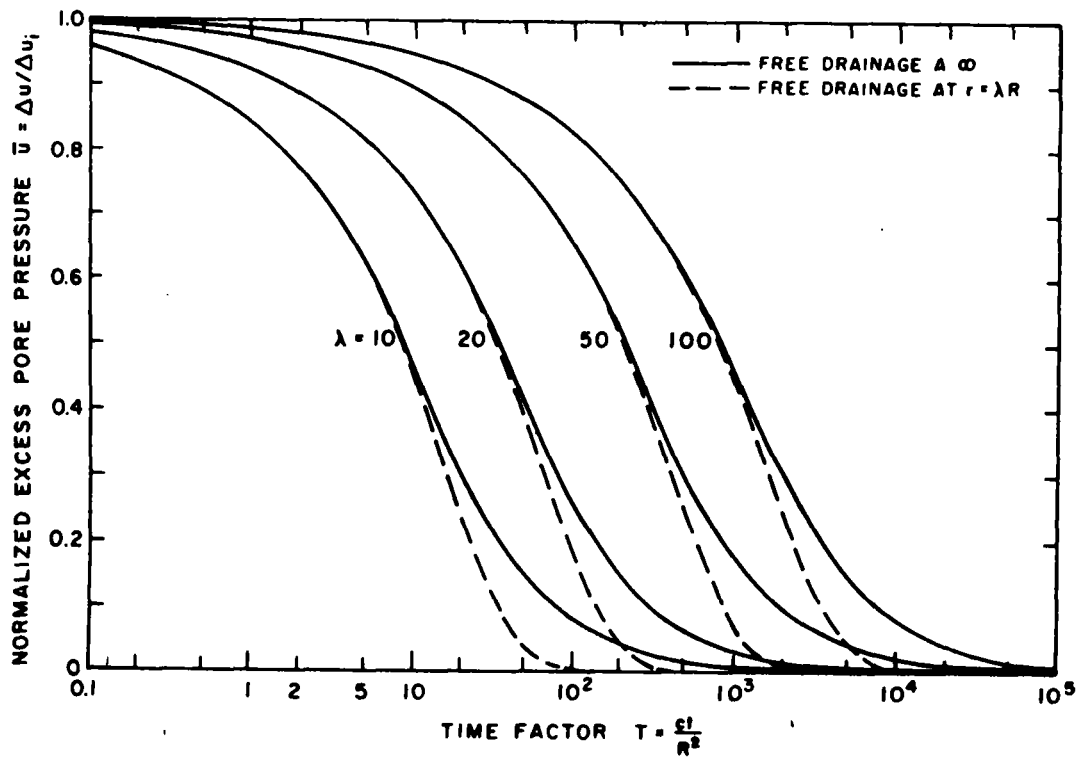


FIG. 24 - COURBES DE DISSIPATION A L'INTERFACE D'UNE CAVITE CYLINDRIQUE - VARIATION LINEAIRE DES SURPRESSIONS INTERSTITIELLES INITIALES (BALIGH et al, 1980)

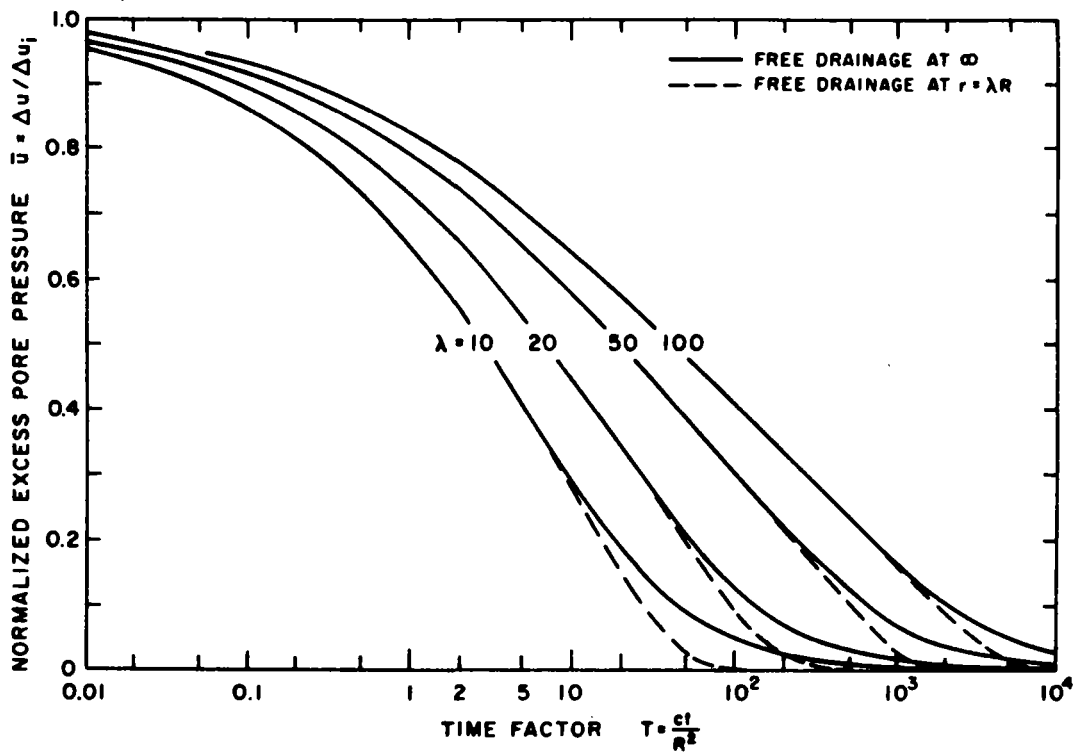


FIG. 25 - COURBES DE DISSIPATION A L'INTERFACE D'UNE CAVITE CYLINDRIQUE - VARIATION LOGARITHMIQUE DES SURPRESSIONS INTERSTITIELLES INITIALES (BALIGH et al, 1980)

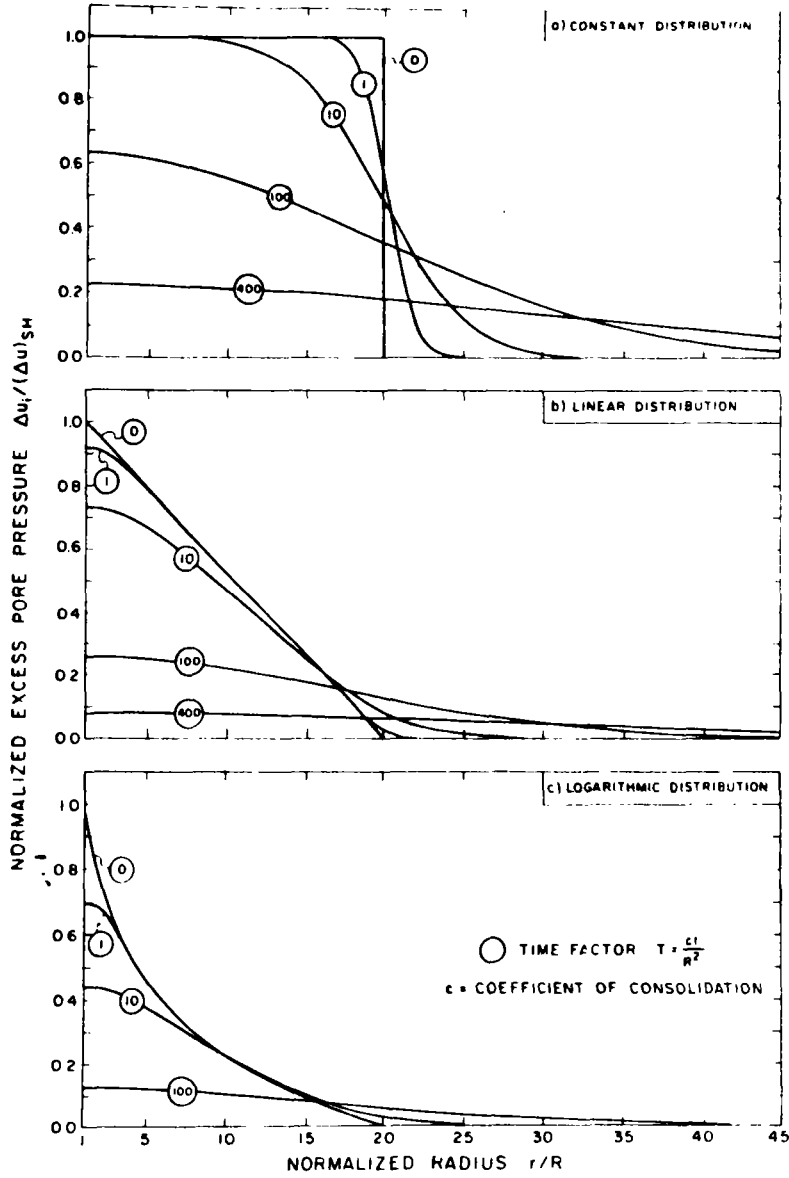


FIG. 26 - EFFET DE LA VARIATION INITIALE DES SURPRESSIONS INTERSTITIELLES SUR LA VITESSE DE DISSIPATION AUTOUR D'UN CYLINDRE IMPERMEABLE (BALIGH et al, 1980)

3) Influence de l'anisotropie du sol

On a tracé sur la Fig. 27 les courbes théoriques de dissipation pour un matériau isotrope ($C_v = C_u$) et pour un matériau anisotrope où $C_v = 0.1 C_u$. On conclue donc qu'une diminution significative de C_v cause un léger retard dans la dissipation, par exemple le facteur temps T_{50} ($\bar{u} = 0.5$) augmente de 20 % quand C_v diminue de C_u à $0.1 C_u$. Cette valeur représente l'erreur dans l'estimation de C_u en interprétant les courbes de dissipation. Donc l'anisotropie du sol est négligée.

4) Influence de l'angle du piézocone et la position de la pierre poreuse (LEVADOUX, 1980)

Les Fig. 28 et 29 montrent les courbes de dissipation linéaire non couplées pour un cône de 18° et un cône de 60° et pour 4 positions différentes de la pierre poreuse. On constate que sur le cône à 18° la position de la pierre poreuse influence la dissipation et plus on s'éloigne de la pointe du cône moins la dissipation est

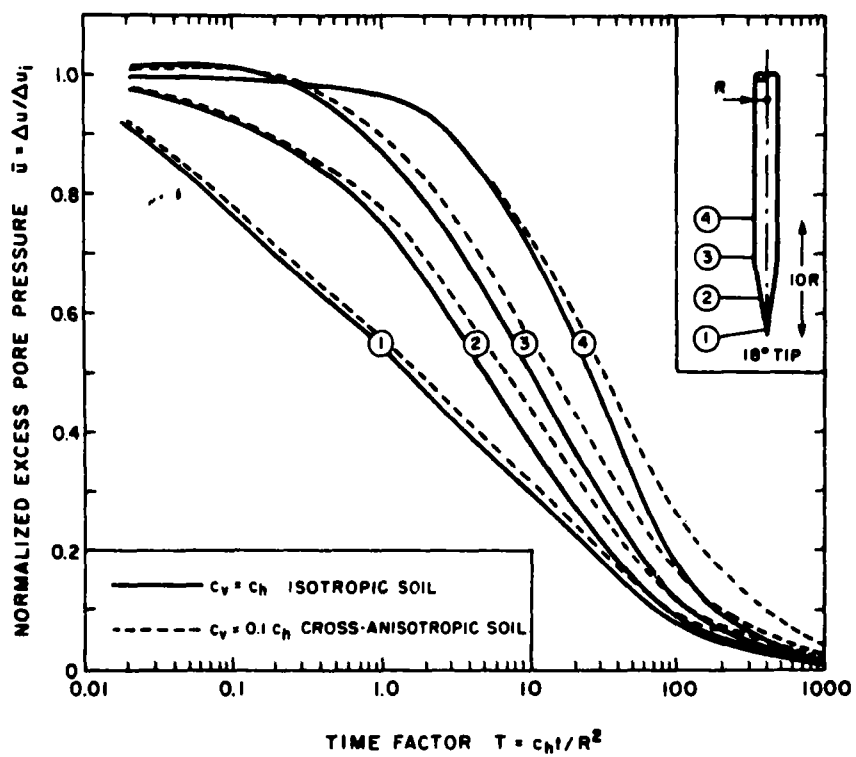


FIG. 27 - EFFET DE L'ANISOTROPIE SUR LA DISSIPATION
(BALIGH et al, 1980)

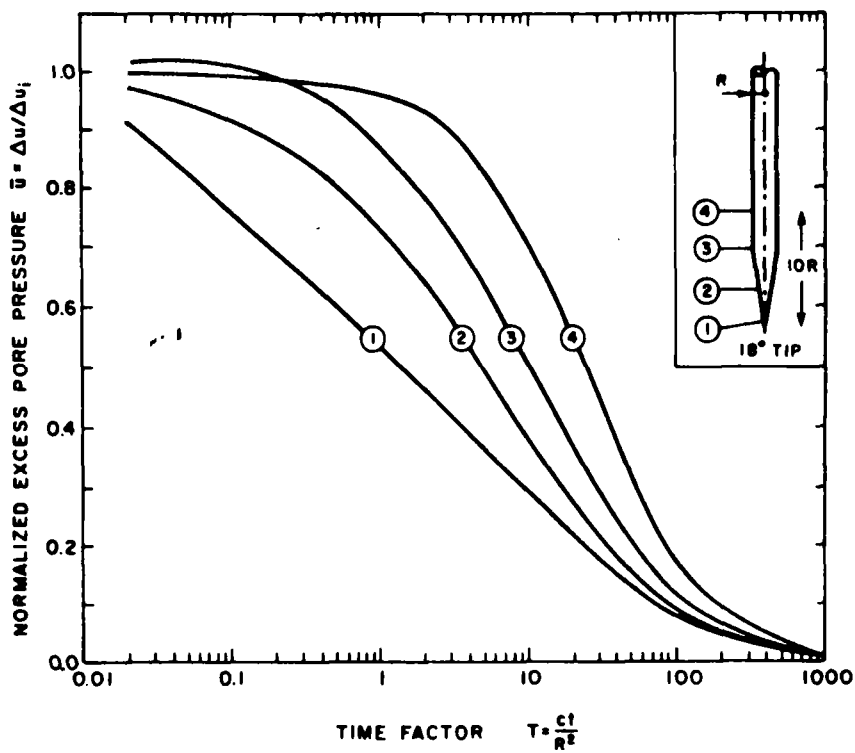


FIG. 28 - COURBES DE DISSIPATION CALCULEES A PARTIR
D'UNE SOLUTION ELASTIQUE NON COUPLEE (CONE A 18°)

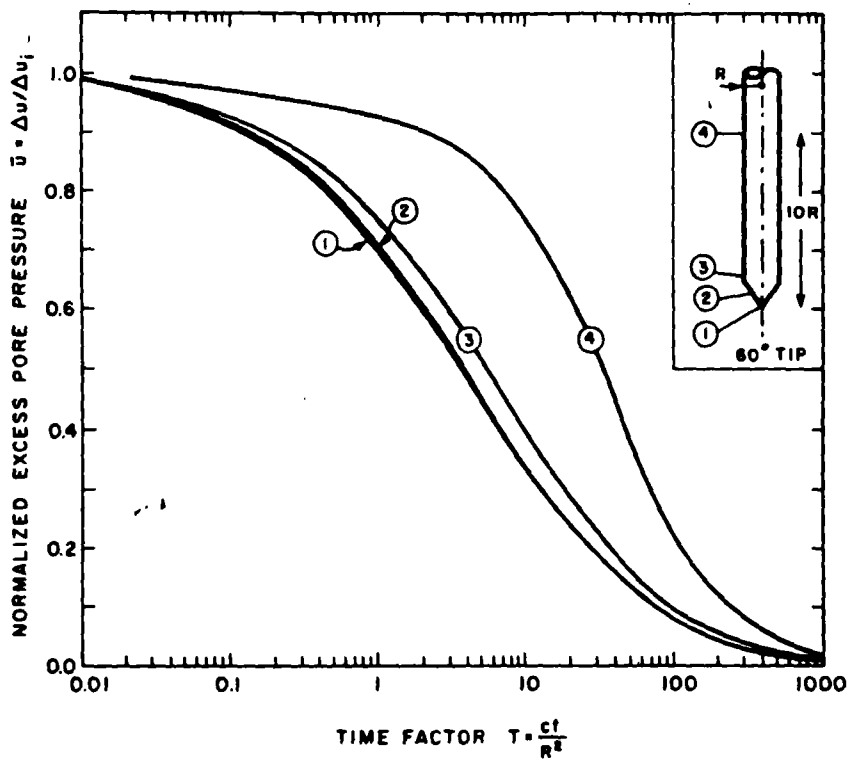


FIG. 29 - COURBES DE DISSIPATION CALCULEES A PARTIR
D'UNE SOLUTION ELASTIQUE NON COUPLEE
(CONE A 60°)

rapide, on remarque aussi que la position 3 prévoit une légère augmentation de la surpression en début de dissipation. En revanche pour le cône à 60° cette influence est moins accentuée et que l'on obtient pratiquement la même courbe de dissipation pour les positions 1 et 2 et que la 3ème courbe est très proche des deux dernières alors que on obtient une dissipation plus lente pour la position 4.

5) Influence du couplage

L'effet du couplage a été aussi étudié pour différentes positions de la pierre poreuse (Figure 30), on constate comme ce qui a été prévu par SILLS (1975) que la pierre poreuse 4 n'est pratiquement pas sensible à cet effet ce qui peut être expliqué par le fait que l'on s'approche le plus possible des conditions cylindriques unidimensionnelles. La position de la pierre poreuse 3 rappelle l'effet Mandel-Cryer au premier stade de la consolidation mais s'approche rapidement de la consolidation non couplée quand $T > 1$ ($\bar{u} < 0.92$). On constate finalement que le couplage provoque une dissipation rapide pour la position 2 et encore plus pour la position 1.

III.4) Analyses non linéaires de la consolidation

Ces analyses ont été effectuées en utilisant entre autres le modèle de Cam-Clay modifié pour traiter l'équation couplée de la consolidation par la méthode des éléments finis. Dans ces analyses on ne suppose pas que le coefficient de la consolidation est une constante indépendante de l'état de contrainte dans le sol. Ainsi à côté

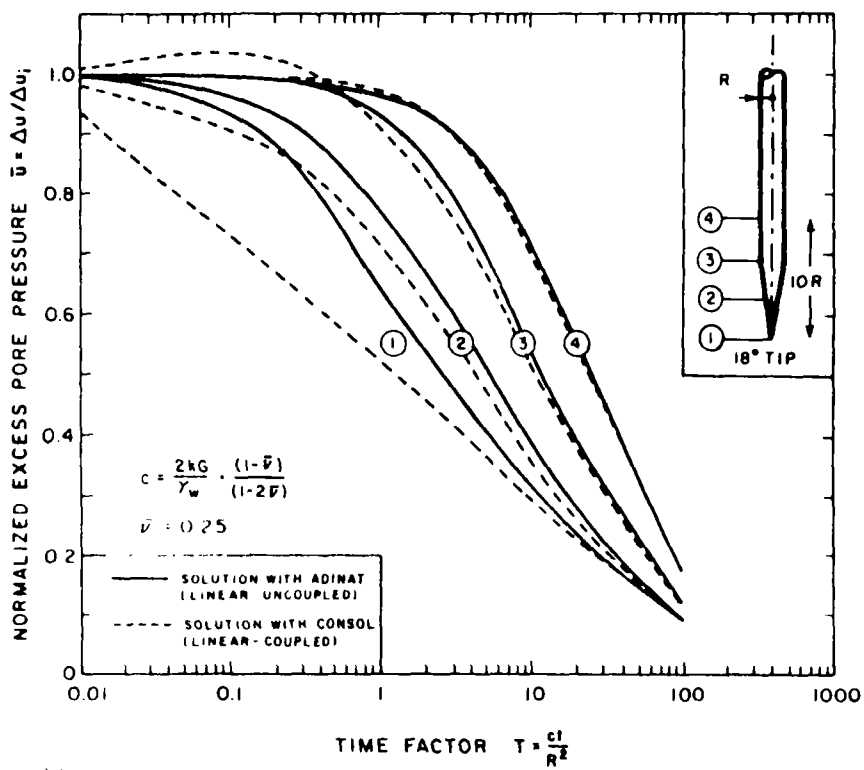


FIG. 30 - EFFET DU COUPLAGE SUR LA DISSIPATION DES SURPRESSIONS INTERSTITIELLES

des analyses faites par Millec et al (1978) pour vérifier surtout l'hypothèse que durant la consolidation le chemin de contraintes effectives suit la ligne de l'état critique, on trouve les études faites par CARTER et al (1977), RANDOLPH et al (1978, 1979) et CARTER et al (1979). Ils ont étudié la variation des contraintes effectives et la dissipation au cours de la consolidation en considérant trois modèles :

- le modèle élastique avec $G/C_u = 50$, $\nu' = 0.3$;
- le modèle élastique parfaitement plastique avec le critère de Tresca ($G/C_u = 50$ et $\nu' = 0.3$) ;
- le modèle de Cam-Clay avec les caractéristiques similaires à ceux de l'argile bleue de Boston.

La Fig. 31 montre que la dissipation est très similaire pour les 3 modèles de sol (élastique - élastoplastique et Cam-Clay avec $OCR = 1$).

La Fig. 32 montre la variation des contraintes radiales totales et effectives en fonction du temps. On remarque qu'il n'y a pas une différence significative entre les trois modèles considérés.

III.5) Résultats expérimentaux d'essais de dissipation

La Fig. 33 présente les résultats des essais de dissipation effectués par TUMAY et al (1981) sur le site de Borgne Canal en Louisiane. La dissipation des surpressions interstitielles à l'arrêt

FIG. 31 - COURBES DE DISSIPATION CALCULEES A PARTIR
DES DIFFERENTS MODELES (CARTER et al, 1979)

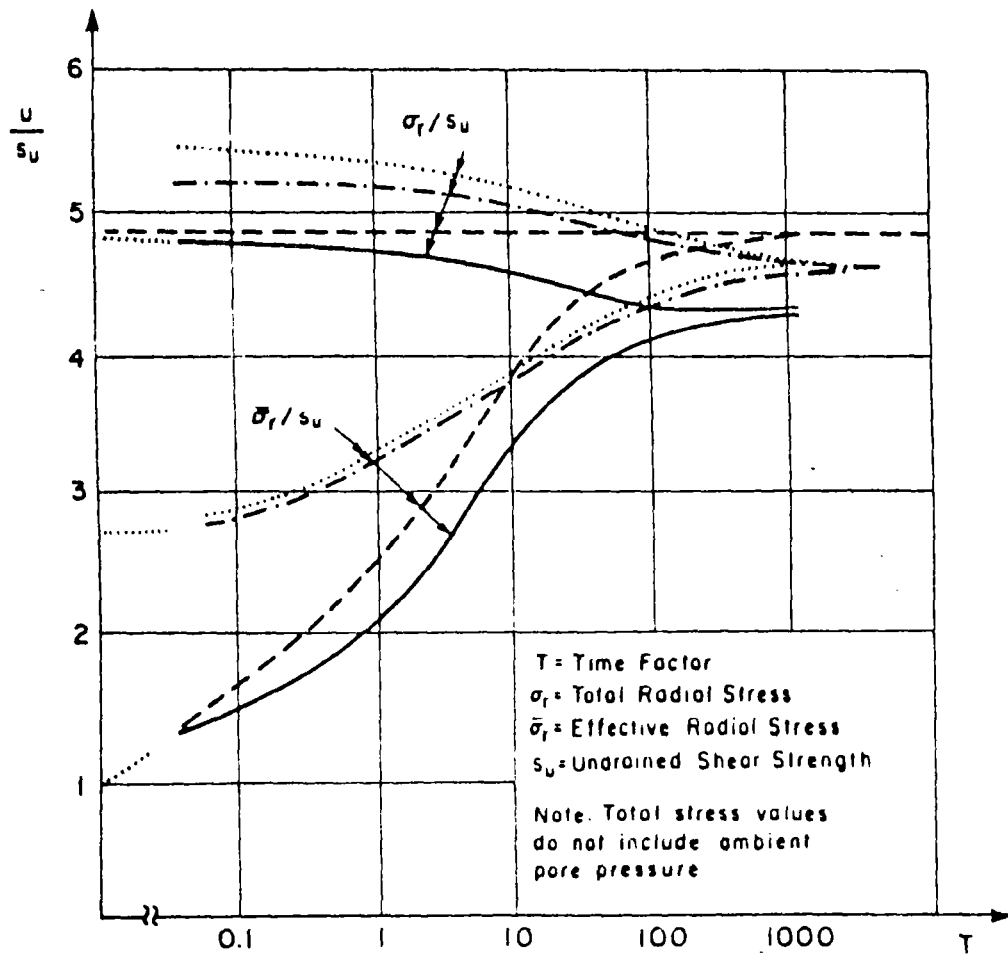
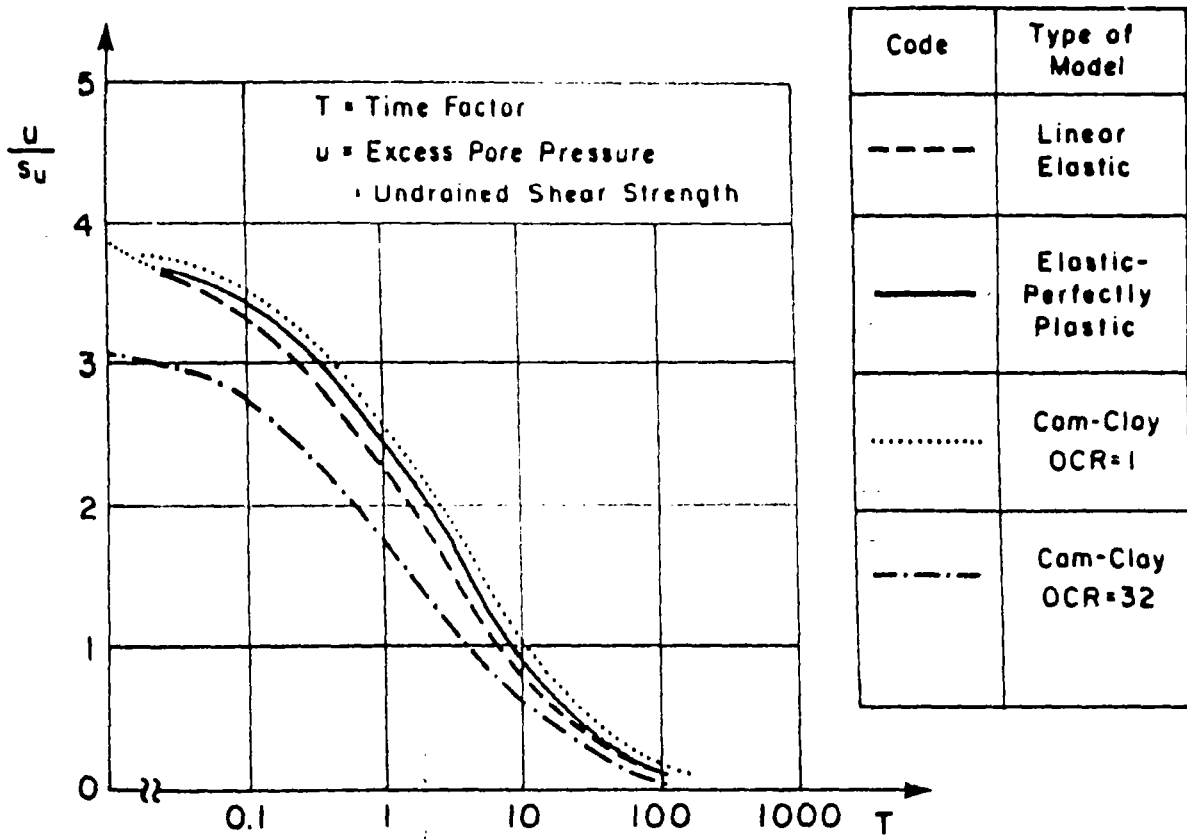
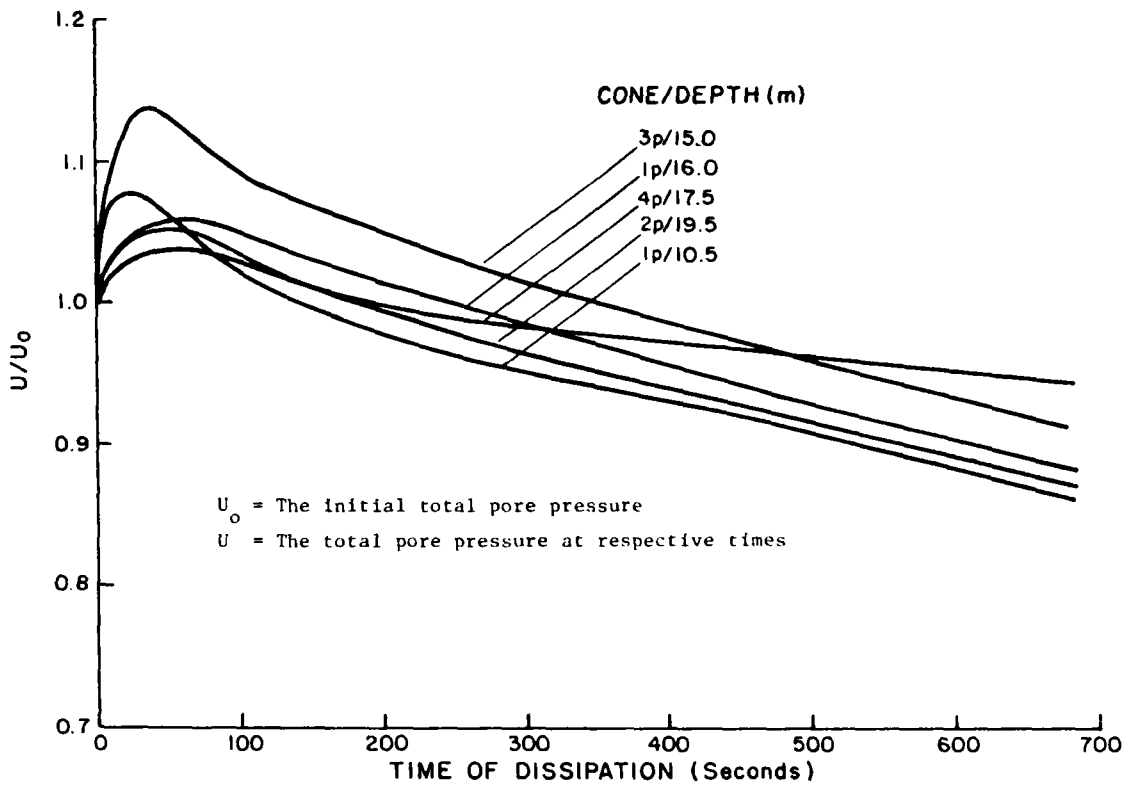


FIG. 32 - VARIATION DES CONTRAINTES RADIALES (TOTALES ET EFFECTIVES)
EN FONCTION DU TEMPS A L'INTERFACE POUR DIFFERENTS MODELES
(CARTER et al, 1979)



Typical Pore Pressure Dissipation Curves for Borgne Canal, New Orleans

FIG. 33 - COURBES DE DISSIPATION (TUMAY, 1981)

de la pénétration présente un maximum que l'auteur tente d'expliquer par l'effet de Mandel Crayer. Cependant des résultats d'essai de dissipation effectués sur d'autres sites, notamment par BALIGH (1980) Fig. 34 ne montrent pas ce phénomène. En particulier, BALIGH a indiqué une bonne concordance entre la dissipation mesurée et calculée à partir d'une solution linéaire non couplée.

Les solutions théoriques données par les calculs couplés et non couplés en considérant différentes lois de comportement montrent que pour un problème de consolidation à symétrie de révolution dans un domaine semi-infini, les courbes de dissipation ne font pas apparaître un effet de Mandel-Creyer.

Le pic des surpressions interstitielles observées au début de la dissipation peut être dû comme le suggère BAGUELIN et al (1978) à une saturation insuffisante de la cellule de mesure des surpressions interstitielles.

IV.CONCLUSIONS

Dans le cadre de cette thèse on a considéré 2 types d'essais d'une part le PAF avec mesure des surpressions interstitielles et d'autre part le piézocone FUGRO.

L'essai au PAF permet d'établir la courbe de réponse du sol et d'en déduire la relation contrainte-déformation. Les résultats d'un tel essai s'approprient mieux pour une modélisation et interprétation

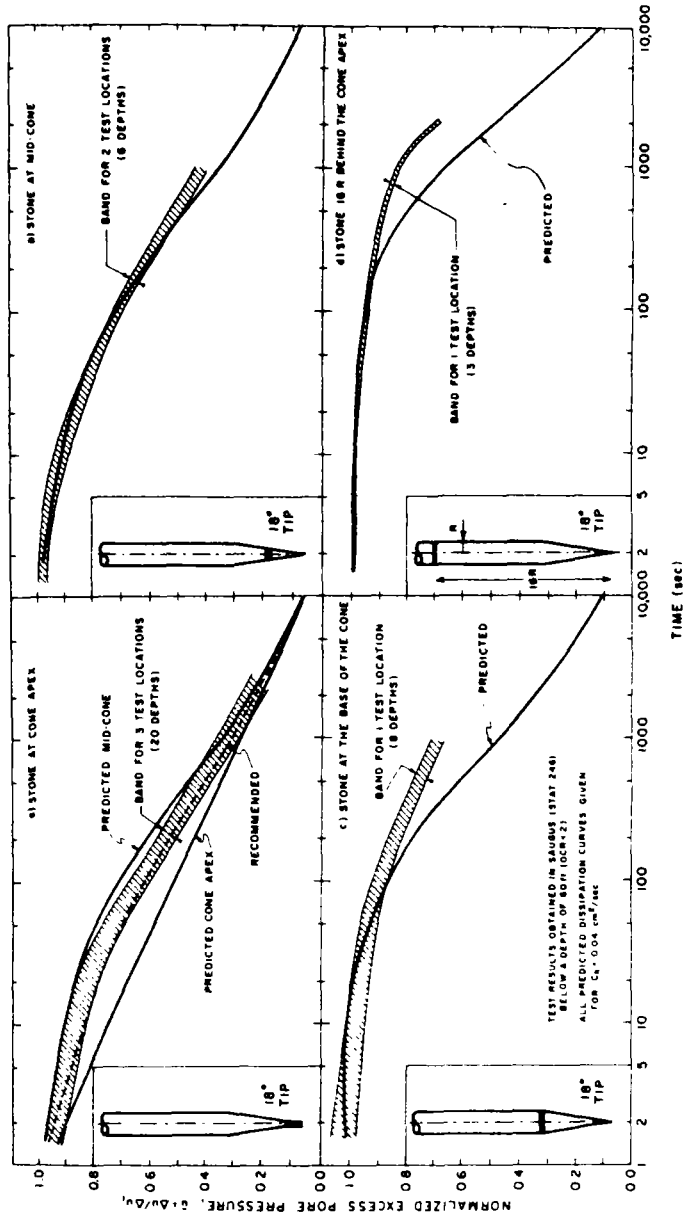


FIG. 34 - COURBES DE DISSIPATION THEORIQUES ET EXPERIMENTALES
(BALIGH, 1980)

et les problèmes principaux que l'on a c'est de bien définir l'état de contrainte initiale, l'effet du remaniement, l'effet d'un drainage partiel. L'interprétation des essais pressiométriques avec mesure des surpressions interstitielles a été abordé dans le cadre de cette recherche en considérant différentes lois de comportement pour le sol. La comparaison entre les résultats obtenus en utilisant ces différents modèles a été effectuée à partir des simulations numériques en éléments finis. Cela a fait l'objet de la thèse de NAHRA (1985) au LCPC.

L'essai au piézocone, produit un état de rupture dans le sol avoisinant et sa modélisation est plus complexe.

- on a vu que q_c et f_s dépendent de la vitesse lors d'un essai de pénétration statique, la raison étant que dans un sol donné les surpressions générées par la pénétration dépend de la vitesse et la résistance que le sol oppose à la pénétration dépend de l'état initial et de l'état des contraintes effectives à l'interface sol-cône. Pour une meilleure identification des sols il est donc important de déterminer cet état de contraintes effectives et d'utiliser des paramètres adimensionnels caractérisant la résistance effective du sol à l'enfoncement. La mesure de Δu est donc essentielle pour une amélioration de la reconnaissance des sols en place.

- pour pouvoir utiliser correctement ces mesures il faut disposer de modélisation en contraintes effectives permettant de simuler la réponse des différents types de sol à l'enfoncement. Les approches aujourd'hui utilisées sont essentiellement fondées sur modèles élastiques parfaitement plastiques et les études antérieures ont montré

l'insuffisance de telles approches.

Des approches plus avancées et plus complexes ont été élaborées tenant compte du comportement du squelette du sol et couplant les Δu avec la loi de comportement du squelette du sol.

Cependant, la modélisation de la pénétration dans les sols fins saturés soulève des difficultés fondamentales concernant :

- les grandes déformations qui sont difficiles à prendre en compte dans les résolutions numériques, dans le cadre de ce projet cet aspect fait l'objet d'une thèse PhD à l'Université de la LOUISIANE ;

- la modélisation de l'interaction entre le pénétromètre et le sol avoisinant qui nécessite couplage de cisaillement et expansion ;

- drainage partiel dont la modélisation nécessite couplage de la loi de comportement du squelette du sol et de l'équation d'écoulement.

Ces difficultés ont conduit à aborder l'interprétation d'essais de pénétration en ne considérant par simplification que des solutions analytiques dérivées de la théorie d'expansion des cavités cylindriques et/ou sphériques dans un sol élastique/parfaitement plastique et on insistera en particulier sur une analyse qualitative des phénomènes observés.

La vérification de ces approches a été jusqu'à maintenant faite à partir des essais in-situ. Or pour cela il faut connaître les caractéristiques du sol à prendre en compte dans les calculs et d'autre part avoir un sol relativement homogène (in-situ) ce qui n'est souvent pas le cas. Par ailleurs, il est souvent difficile d'évaluer les conditions aux limites in-situ d'où l'idée de tester ces approches de modélisation au laboratoire sur un sol préparé au laboratoire assurant une certaine reproductibilité et connaissant les caractéristiques géotechniques. Cela a fait l'objet de la deuxième partie de cette thèse.

Pour tester les divers modèles d'expansion de cavités dans le sol on a procédé de la façon suivante :

- Etudes théoriques à partir de simulation en éléments finis avec application au cas du pressiomètre dans un sol saturé (LCPC). Ces études ont pour but de voir l'effet des différentes lois introduites dans les calculs. L'effet d'un drainage partiel a été également étudié en considérant des sols à perméabilité différente. Ces études ont fait l'objet de la thèse de NAHRA.

- Au CERMES on a simulé le phénomène d'expansion de cavité cyclique dans une cellule qui a été spécialement modifiée pour simuler un essai dit "pressiométrique" ainsi qu'un essai de dissipation à l'arrêt de l'expansion. Les résultats de ces essais ont été d'une part interprétés en considérant des approches classiques d'expansion dans un milieu élastique parfaitement plastique et

d'autre part en utilisant un modèle qui a été développé au CERMES d' un sol élastoplastique écrouissable à loi d'écoulement non associée. Par ailleurs, les résultats expérimentaux ont été comparés avec ceux donnés par NAHRA.

Pour l'interprétation d'essais pressiométriques effectués sur le site de CRAN avec mesure des surpressions interstitielles on a utilisé d'une part les méthodes plus "classiques" d'analyse en contraintes totales en considérant une expansion de cavité cylindrique dans un sol élastique parfaitement-plastique et d'autre part on a effectué une analyse en contraintes effectives de la réponse du sol à l'expansion en considérant le modèle élasto-plastique écrouissable développé au CERMES.

Pour l'interprétation d'essais de pénétration au piézocone on ne considère que les méthodes fondées sur analyse en contraintes totales dérivées de la théorie d'expansion des cavités dans un sol élastique-parfaitement plastique.

Les troisième et quatrième parties de ce document décrivent les résultats ainsi obtenus mettant en évidence les limites des approches classiques d'analyse en contraintes totales et l'intérêt des méthodes fondées sur une analyse en contraintes effectives de la réponse du sol à la sollicitation appliquée.

En ce qui concerne l'analyse des essais de dissipation à l'arrêt de la pénétration, les études théoriques que nous avons

résumées montrent en particulier que la comparaison entre les courbes théoriques de dissipation calculées en considérant différentes lois de comportement (élastique, élastoplastique et Cam-Clay) ne font pas apparaître de différence significatives. Le couplage de l'équation d'écoulement avec la loi de comportement conduit à des résultats très proches de ceux obtenus à partir d'une solution linéaire non couplée. Ce résultat nous conduit lors de l'analyse de la dissipation sur le site à considérer des solutions dérivées de la solution de TERZAGHI pour la détermination du coefficient de consolidation en place.

DEUXIEME PARTIE

2ème PARTIE

ETUDE EXPERIMENTALE EN LABORATOIRE DU COMPORTEMENT

DU SOL LORS D'UNE EXPANSION CYLINDRIQUE

INTRODUCTION : OBJECTIF ET METHODOLOGIE DE LA RECHERCHE

Les essais d'expansion des cavités sont de plus en plus utilisés en géotechnique pour la détermination in-situ des caractéristiques des sols. Le développement récent du pénétromètre "statique" à cone piézo-électrique et d'un pressiomètre autoforeur à sonde piézométrique permet à présent de mesurer les surpressions interstitielles provoquées dans le sol par la pénétration quasi-statique et par l'expansion de la sonde pressiométrique ; leur génération et leur dissipation à l'arrêt de l'essai.

Jusqu'à ce jour l'interprétation des essais d'expansion des cavités (au pressiomètre ou au dilatomètre) s'appuie essentiellement sur des approches d'analyse en contraintes totales. Pour les

sols fins saturés on considère généralement un comportement élastique-parfaitement plastique (BAGUELIN et al, 1978) en admettant pour critère de plasticité le critère de Tresca. L'analyse de l'essai conduit alors à une courbe de cisaillement permettant de déterminer le module au cisaillement et la cohésion non drainée du sol. Celle-ci est essentiellement fonction du chemin des contraintes appliquées au cours de l'essai.

L'interprétation des mesures de surpressions interstitielles générées au cours d'un essai d'expansion de cavité, dans un sol à faible perméabilité, doit permettre de développer des nouvelles approches pour la détermination in-situ des caractéristiques effectives de résistance au cisaillement du squelette du sol, de sa compressibilité et de ses propriétés de contractance et/ou dilatance. De telles approches (JEZEQUEL et BAGUELIN, 1977) peuvent être élaborées à partir d'une analyse en contraintes effectives de la réponse du sol à la sollicitation appliquée en admettant que celle-ci est "non drainée". Par ailleurs, l'analyse du comportement du sol au cours de sa consolidation à l'arrêt de l'expansion doit permettre de déterminer, en étudiant la dissipation des surpressions interstitielles, la perméabilité du sol.

L'étude expérimentale en laboratoire qui fait l'objet du présent rapport a donc essentiellement pour objectif d'examiner diverses approches de modélisation de la réponse du sol à une expansion non drainée d'une cavité cylindrique suivie d'une consolidation. Une telle étude s'avère-t-elle nécessaire car la vérification des approches de modélisation à partir des essais in-situ soulève des

difficultés fondamentales. En effet, le comportement du sol in-situ au cours de l'essai dépend de plusieurs paramètres qui sont difficiles à contrôler et/ou à déterminer (non homogénéités locales, anisotropie, drainage partiel, effet de remaniement, etc...). Par ailleurs, il est également difficile de connaître l'histoire du sol en place et de déterminer les caractéristiques effectives du squelette du sol à prendre en compte dans les codes de calcul. La réponse du sol dépend de la procédure d'essai, de la vitesse de chargement (en particulier dans les sols fins visqueux - BRIAUD et al, 1983) et des conditions aux limites qui sont souvent difficiles à définir.

L'étude expérimentale en laboratoire devait donc en particulier permettre de vérifier les approches de modélisation considérées, cela en comparant aux résultats d'essais d'expansion de cavité cylindrique sur des échantillons annulaires à l'appareil triaxial. Ces essais sont effectués sous des conditions aux limites bien définies, à drainage contrôlé, et sur un sol relativement homogène dont l'histoire et les caractéristiques sont reproductibles dans les conditions du laboratoire. Ils devaient également permettre d'effectuer une étude paramétrique sur l'effet des différents paramètres tels que les caractéristiques du sol, la procédure d'essais adoptée, la vitesse de l'expansion, etc... sur la réponse du sol à la sollicitation appliquée au cours des diverses phases de l'essai (soit, lors d'une expansion non drainée et lors de la consolidation).

Pour atteindre ces objectifs, on a développé au CERMES une cellule triaxiale appelée "Cylindre Creux" permettant de simuler au laboratoire l'expansion d'une cavité cylindrique sous sollicitation



"pressiométrique" sur des échantillons annulaires des sols remaniés et reconsolidés. La procédure de consolidation du sol en laboratoire a permis d'obtenir une reproductibilité de l'histoire du sol et de ses caractéristiques ; reproductibilité qui est essentielle pour toute étude paramétrique.

La méthodologie de la recherche s'est appuyée sur les démarches suivantes :

- Détermination des caractéristiques du sol à partir des essais classiques à l'oedomètre et à l'appareil triaxial (caractéristiques effectives de résistance au cisaillement, compressibilité, propriétés de contractance et/ou dilatance, perméabilité, etc...)
- Etude paramétrique au "Cylindre Creux" de l'effet de divers paramètres sur le comportement du sol au cours d'une expansion non drainée et au cours d'une consolidation à l'arrêt de l'expansion.
- Vérification des approches de modélisation ; on a considéré d'une part, pour une analyse en contraintes totales, le modèle "classique" d'un sol à comportement élastique - parfaitement plastique ayant pour critère de plasticité celui de Tresca, et d'autre part, pour une analyse en contraintes effectives, un modèle relativement simple, développé au CERMES, d'un sol à comportement élasto-plastique écrouissable à loi d'écoulement non associée. Cette modélisation a été développée par BEECH et JURAN (1984) dans le cadre de cette recherche et les résultats principaux sont présentés dans la troisième partie de la thèse.
- Ces deux approches permettent de déterminer à partir des essais au "Cylindre Creux" avec mesures de la variation volumique de la cavité et des pressions interstitielles générées par l'expansion les

caractéristiques du sol. Ainsi, à partir d'une analyse en contraintes totales on détermine le module au cisaillement et la cohésion non drainée et à partir d'une analyse en contraintes effectives on détermine la compressibilité, les caractéristiques effectives de résistance au cisaillement, et les propriétés de contractance et/ou dilatance prises en compte dans le modèle considéré. La vérification de ces approches s'effectue en comparant ces caractéristiques avec celles déterminées à partir d'essais classiques à l'oedomètre et à l'appareil triaxial.

- Par ailleurs, l'étude expérimentale effectuée au laboratoire se rattache à des études théoriques effectuées au LCPC (NAHRA, 1985) sur le comportement du sol au cours d'un essai d'expansion non drainée au pressiomètre et au cylindre creux et lors de la consolidation à l'arrêt de cette expansion. Ces études, qui s'appuient sur des simulations numériques en utilisant un programme en éléments finis, portent essentiellement sur une comparaison entre les résultats obtenus en considérant différents modèles rhéologiques. Les essais effectués au cylindre creux ont permis en particulier de vérifier les conclusions déduites de ces études.

Cette partie de la thèse décrit l'étude expérimentale en laboratoire, les approches théoriques considérées pour l'interprétation des essais d'expansion de cavités dans les sols fins saturés et les conclusions qu'on peut déduire de la comparaison entre la théorie et l'expérience.

II - LE "CYLINDRE CREUX" - MATERIEL, PROCEDURE D'ESSAIS ET INTERPRETATION DES RESULTATS

II.1. - LE MATERIEL

Le "Cylindre Creux", dérivé d'une cellule triaxiale, a été spécialement conçu pour simuler l'expansion d'une cavité cylindrique sous sollicitation "pressiométrique" dans des échantillons annulaires des sols remaniés et reconsolidés en laboratoire. Elle permet d'exercer sur l'échantillon trois contraintes indépendantes (contrainte axiale σ_a , contrainte radiale dans la cavité σ_c et contrainte de confinement radiale σ_R). La mesure des pressions interstitielles générées dans le sol au cours de l'expansion permet d'étudier, à partir d'une analyse en contraintes effectives, la réponse du sol à la sollicitation appliquée.

La Figure 1 présente une coupe schématique de la cellule qui peut recevoir des échantillons cylindriques annulaires dont les dimensions sont :

- . Rayon extérieur : $R = 5$ cm
- . Rayon intérieur : $r_o = 1$ cm ; 0,5 cm
- . Hauteur : variable (hauteur maximale 20 cm)

La cellule est équipée de 3 capteurs électroniques reliés à l'échantillon par l'intermédiaire de 3 pierres poreuses installées à la base de l'échantillon, faisant un angle de 120° entre eux et placées à des distances de 16_{mm} ; 30_{mm} et 44_{mm} du centre de la cavité (Photo 1).

Ces capteurs permettent de mesurer les surpressions interstitielles au cours des différentes phases de l'essai, leur génération lors de l'expansion non drainée et leur dissipation à l'arrêt

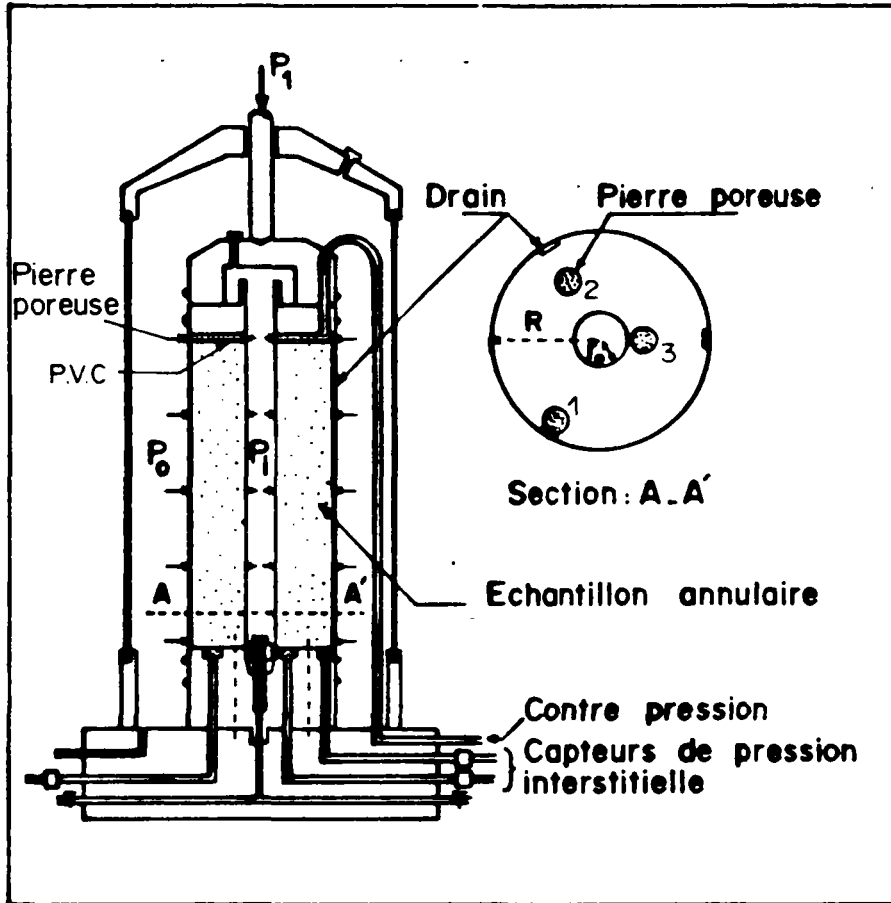
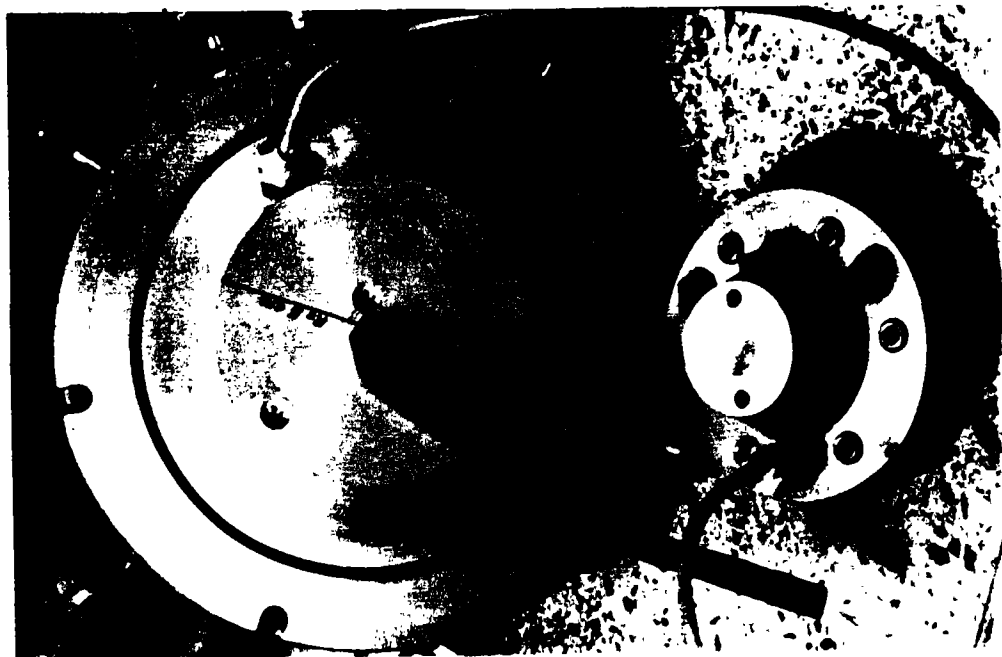
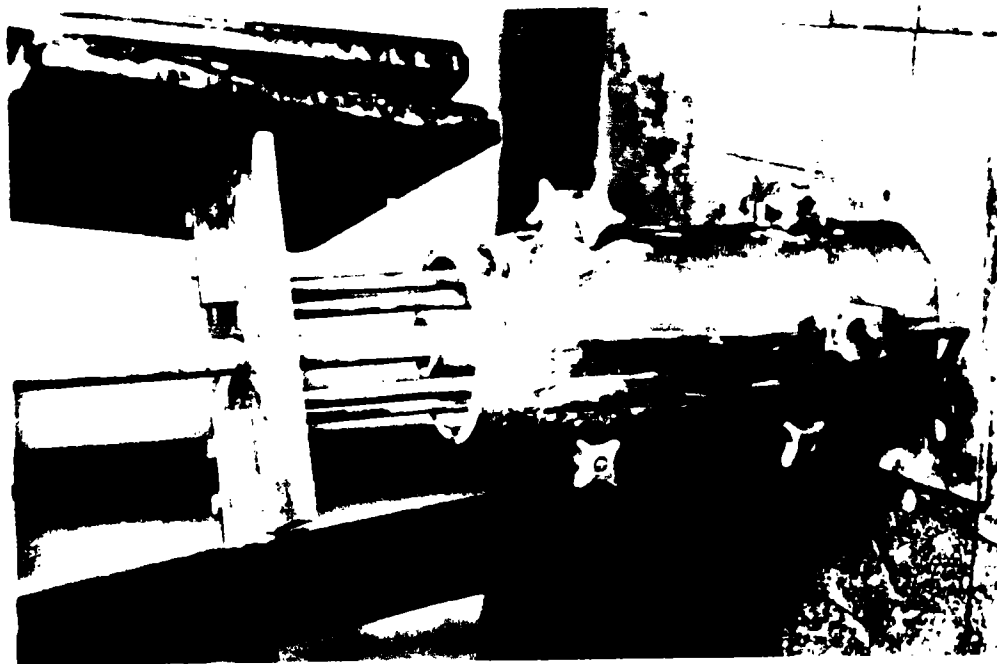


FIG. 1 - SCHEMA DU CYLINDRE CREUX



EMBASSES INFERIEURE ET SUPERIEURE DU CYLINDRE CREUX

①



MOULE POUR PRECONSOLIDATION DES ECHANTILLONS ANNULAIRES

⑦

de l'expansion lorsque la pression de cavité σ_c est maintenue constante. L'application des contraintes sur l'échantillon se fait à l'aide de l'eau mise sous pression pneumatique par l'intermédiaire d'un compresseur et des cylindres air-eau. On utilise trois sources de pression différentes permettant d'appliquer la pression de confinement σ_R , la pression de cavité σ_c , et la contrepression u_{cp} . La contrainte axiale σ_a est appliquée au moyen d'un piston. Deux volumètres permettent de mesurer respectivement les variations des volumes de la cavité et du sol au cours de la consolidation et au cours de l'expansion. On obtient ainsi une courbe d'expansion correspondant à la variation volumique de la cavité Δv_c résultant de l'augmentation de la pression de cavité σ_c , qui est analogue à une courbe "pressiométrique" obtenue in-situ à partir d'un essai d'expansion au pressiomètre autoforeur.

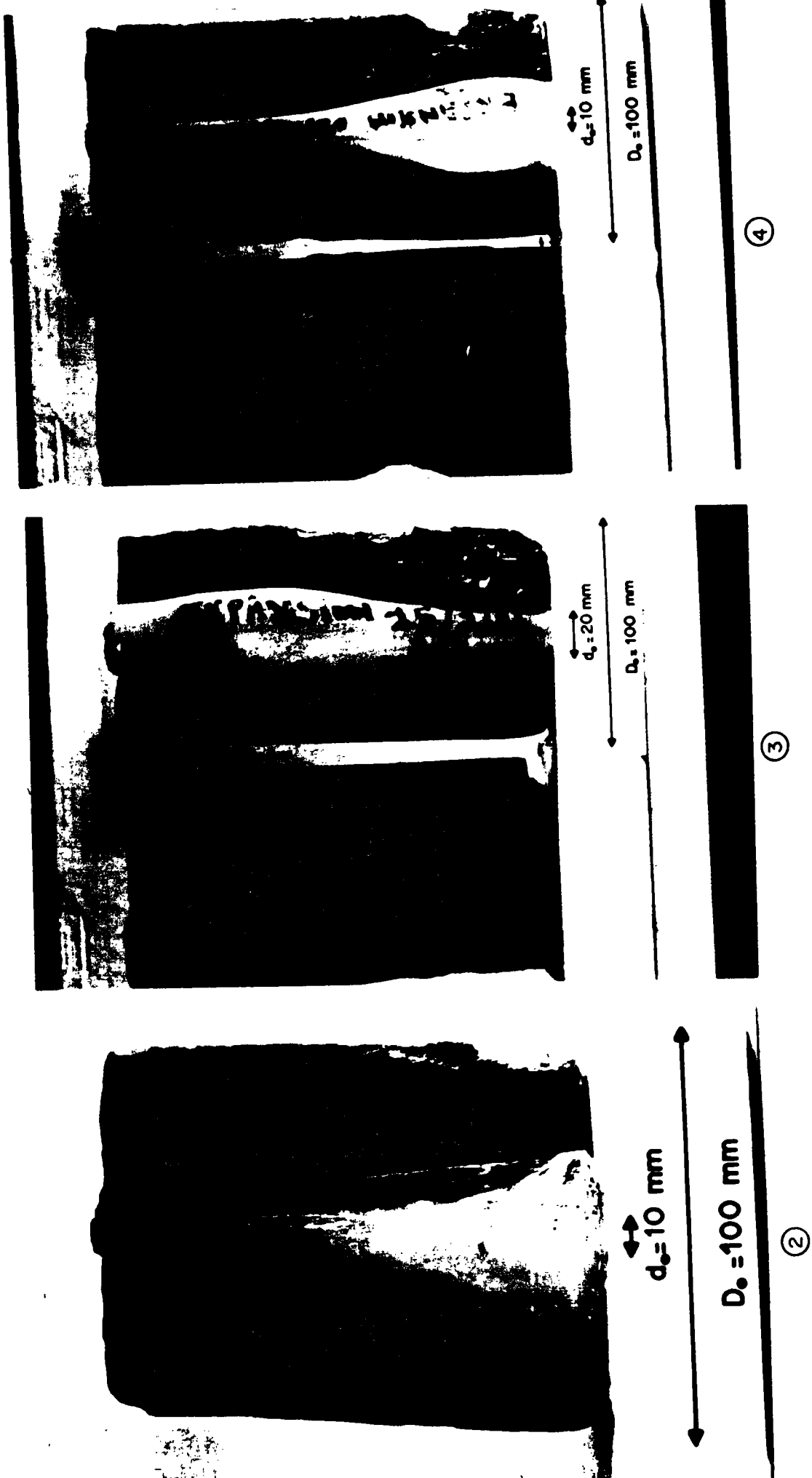
Les conditions de drainage sont prédéterminées. Les premiers essais ont été effectués avec trois drains verticaux faisant entre eux un angle de 120° . Ces drains placés sur la surface extérieure de l'échantillon sont constitués d'un matériau synthétique. Leurs dimensions sont : épaisseur 1,5 mm, largeur 10 mm et hauteur égale à celle de l'échantillon. Ils sont en contact, dans la partie supérieure, avec la pierre poreuse (Figure 1), l'isolation entre celle-ci et l'échantillon est assurée grâce à une plaque ronde en PVC (matériau imperméable) placée sur la face supérieure de l'échantillon. On assure ainsi un drainage horizontal vers la surface extérieure. Pour assurer un drainage radial on a augmenté le nombre des drains et on a utilisé seize voire même dix-huit éléments verticaux constitués de la même matière mais beaucoup moins rigides.

L'augmentation du nombre des drains a permis également de réduire considérablement le temps de saturation et de consolidation.

Pour évaluer l'effet du rapport R/r_0 sur la réponse du sol à l'expansion une cellule analogue a été conçue avec un rayon intérieur de $r_0 = 0,5$ cm.

Une première série d'essais a été effectuée afin d'établir un mode opératoire et de déterminer les dimensions optimales de l'échantillon. Ces essais ont été effectués sur le limon de Jossigny (argile peu plastique) dont les caractéristiques sont données ci-après. Ainsi lors de ces premiers essais on a étudié différentes possibilités pour éliminer le frettage sur les deux faces horizontales de l'échantillon ainsi que l'effet de son élancement (rapport diamètre/hauteur). On s'est intéressé essentiellement à l'influence de ces paramètres sur la forme de la cavité. Après l'essai la cavité a été remplie de cire liquide, après refroidissement on a découpé l'échantillon longitudinalement pour mieux déterminer les déformations de la cavité. Pour éliminer le frettage sur la face inférieure de l'échantillon on a placé deux membranes collées l'une à l'autre par une fine couche de graisse silicone en perforant des trous sur les endroits des 3 pierres poreuses. Sur la face supérieure on a remplacé la plaque de PVC par une plaque de teflon très lisse qui a été graissée pour réduire davantage le frettage.

Les photos prises après les essais d'expansion mettent en évidence (photos 2 ; 3 ; 4) l'apparition des grandes déformations localisées aux extrémités inférieures ou supérieures de ces échantillons



FORMES DES CAVITES OBSERVEES AU CYLINDRE CREUX EN FIN D'ESSAI

Il semble que le frettage n'a pas un effet sensible sur ces déformations locales qui peuvent provenir d'une plastification locale du sol autour de la cavité, due probablement à une ségrégation entraînant une non homogénéité locale de l'échantillon. Cette plastification survient généralement lorsque la déformation volumique de la cavité devient importante. En effet un essai effectué sans précaution d'antifrettage en arrêtant l'expansion avant d'atteindre de larges déformations a donné (photo 5) une forme de cavité assez homogène. Cela peut expliquer le fait que bien que des formes de cavités différentes aient été observées à la fin des divers essais les courbes d'expansion analysées ci-après restent comparables tant que la pression de cavité n'est pas suffisante pour provoquer la plastification du sol autour de la cavité.

Ainsi, comme le montre la Figure 3, en comparant les courbes d'expansion obtenues respectivement pour deux échantillons (essais L_6 et L_8) consolidés à la même pression ($p_0 = 200$ kPa) dont les cavités à la fin de l'essai présentent une allure très différente (une forme assez homogène pour l'échantillon L_6 (photo 5) ; une plastification locale au bas de l'échantillon L_8 (photo 6)) on observe que ces courbes coïncident pratiquement jusqu'à l'apparition des grandes déformations volumiques correspondant à une plastification du sol autour de la cavité.

II.2. - PREPARATION DES ECHANTILLONS ET PROCEDURE D'ESSAIS

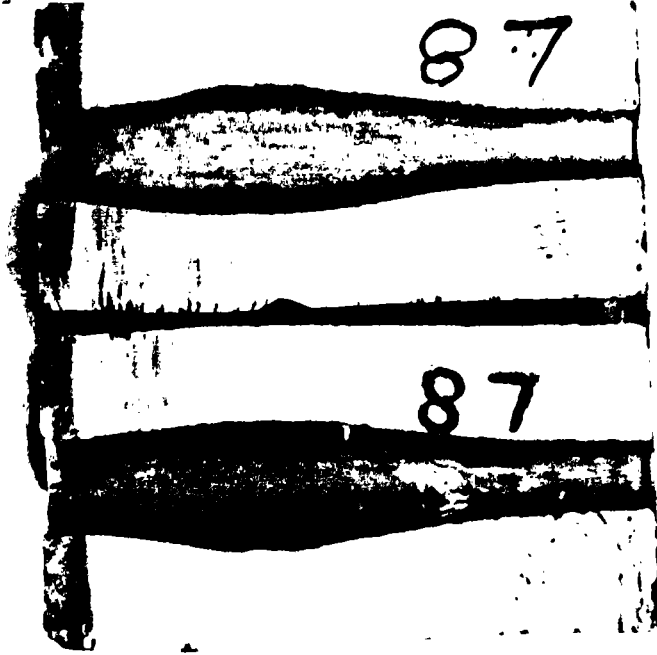
Les échantillons de sol fin saturé reconstitué en laboratoire, sont consolidés dans un moule spécial (photo 7). Sur la base inférieure on fixe une tige cylindrique de diamètre 0,5 cm



$d_0 = 20 \text{ mm}$

$D_0 = 100 \text{ mm}$

⑤ ESSAI L6
(DEFORMATION HOMOGENE)



$d_0 = 20 \text{ mm}$

$D_0 = 100 \text{ mm}$

⑥ ESSAI L8
(APPARITION DE GRANDES DEFORMA-
TIONS LOCALISEES)

ou 1 cm suivant le cas. Le moule est un cylindre de diamètre 5 cm. On graisse les parois du moule et de la tige cylindrique avant mise en place du sol ce qui permet un démoulage facile. On consolide l'échantillon sous paliers de charges successifs avec un doublement de la charge après chaque 24 heures jusqu'à atteindre une pression de consolidation de 100 kPa ou 150 kPa suivant l'essai. Pour accélérer la consolidation on a placé un papier filtre sur toute la surface intérieure du moule.

Après démoulage on procède à la mise en cellule de l'échantillon. L'échantillon est isolé par l'intermédiaire de deux membranes en caoutchouc, l'une dans la cavité et l'autre entourant l'échantillon. La membrane extérieure est maintenue en place de façon classique par serrage de joints toriques sur la base de la cellule et sur le "chapeau" (plateau de chargement supérieur).

Ce dernier est constitué de deux parties distinctes pouvant être assemblées au moyen de vis CBR comprimant les joints toriques nécessaires aux étanchéités. La membrane intérieure est fixée à la fois à sa partie inférieure à l'aide de la compression d'un joint torique par une vis CBR et à sa partie supérieure, elle est retournée sur l'un de deux constituants du "chapeau" et maintenue par un joint torique. L'orifice placé sur la chapeau permet l'évacuation de l'air se trouvant dans la cavité lors de son remplissage d'eau. La fermeture de cet orifice assure une isolation complète de la cavité de l'espace de confinement.

Afin d'évaluer l'effet de la membrane intérieure sur la pression appliquée au sol on a effectué des essais d'expansion sur

cette membrane. Ces essais ont montré que la membrane n'a pratiquement aucune rigidité et en appliquant une pression de 10 kPa on obtient une déformation plastique continue de la membrane.

Après saturation de l'échantillon celui-ci est reconsolidé sous une contrainte isotrope $\sigma_a = \sigma_c = \sigma_R = p_o$ en mesurant la variation de volume du sol et les pressions interstitielles au cours de la consolidation. On procède alors à une expansion non drainée. Cette expansion est provoquée par une augmentation de la pression de cavité σ_c par paliers successifs en maintenant les contraintes σ_a et σ_R constantes. Pour évaluer l'effet de la vitesse de chargement sur le comportement du sol on a effectué des essais avec des paliers de 10 kPa, 20 kPa ou 50 kPa ayant des durées de 30" ; 1' ou 2'. Cependant, il ne semble pas que pour le limon, peu plastique, utilisé la vitesse de chargement ait un effet significatif sur les résultats. La partie majeure des essais a été effectuée avec paliers de 20 kPa et durée de 2 mn. Il est à noter que le temps de réponse des capteurs utilisés était inférieur à la durée du palier.

Dans le cadre de cette étude on a effectué deux types d'essais :

- Essai d'expansion non drainée jusqu'à la rupture,
- Essai d'expansion non drainée suivie d'une consolidation sous une pression de cavité σ_c constante, puis une expansion non drainée jusqu'à la rupture.

Au cours de ces essais, on a mesuré les variations de volume de la cavité et du sol, les pressions interstitielles à la base

de l'échantillon en trois points distincts et sa déformation axiale. La mesure de la déformation axiale a montré que l'expansion s'effectue pratiquement à déformation verticale plane.

La Figure 2 présente un exemple des courbes d'expansion obtenues au cylindre creux correspondant aux variations de la pression de cavité σ_c et des pressions interstitielles ($\Delta u(r = 16_{\text{mm}})$, $\Delta u(r = 30_{\text{mm}})$ et $\Delta u(r = 44_{\text{mm}})$) avec la variation volumique de la cavité $g_o = \Delta v_c / v_o$ (v_o étant le volume initial de la cavité).

II.3. - ANALYSE THEORIQUE DE L'ESSAI D'EXPANSION NON DRAINEE AU CYLINDRE CREUX

L'expansion d'une cavité cylindrique dans un massif semi-infini de sol élastique-parfaitement plastique a déjà été analysée par différents auteurs et les solutions qui en découlent sont souvent utilisées pour interpréter les essais d'expansion in-situ au pressiomètre autoforeur (BAGUELIN et al, 1978). Ces solutions ont été adaptées (ZENAIDI, 1982) afin d'analyser les essais d'expansion au cylindre creux en considérant les conditions aux limites correspondantes.

Pour interpréter les résultats d'essais d'expansion au cylindre creux on considère ci-après deux approches :

- approche "classique" d'analyse en contraintes totales en considérant le sol saturé comme un matériau élastique-parfaitement plastique ayant pour critère de plasticité celui de Tresca,

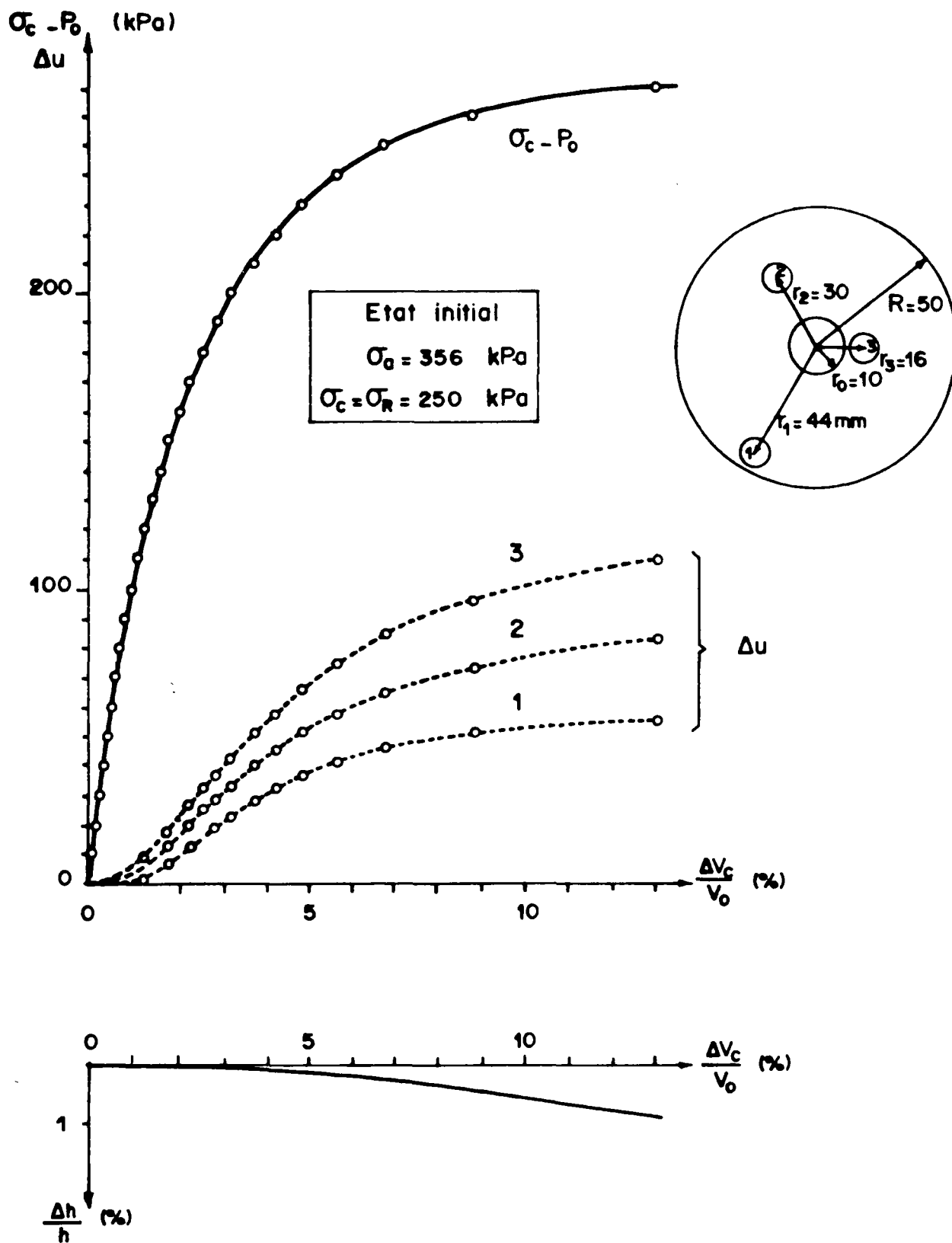


FIG. 2 - ESSAI D'EXPANSION DE CAVITE JUSQU'A LA RUPTURE - COURBES EXPERIMENTALES (ESSAI B - BERNARDET, 1983)

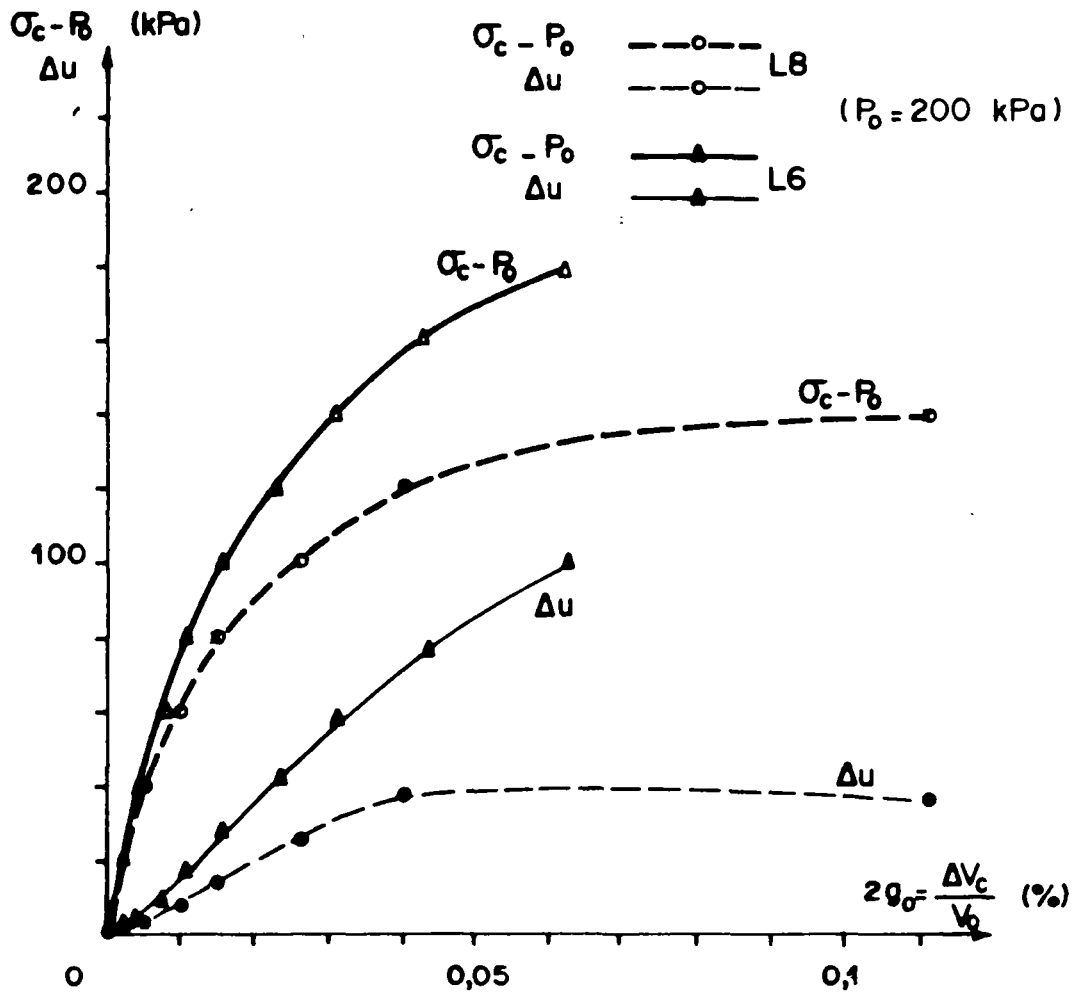


FIG. 3 - COURBES D'EXPANSION OBTENUES AUX
ESSAIS L6 ET L8

- approche d'analyse en contraintes effectives en considérant le squelette du sol comme un matériau élasto-plastique, écouissable à la loi d'écoulement non associée. Ce modèle rhéologique ainsi que son application à l'étude du comportement du sol au cours d'un essai d'expansion non drainée sont développés dans la deuxième partie de ce rapport. On ne rappelle ici que les hypothèses de modélisation et leur utilisation pour l'interprétation d'essais d'expansion au cylindre creux.

Ces deux approches doivent permettre d'obtenir à partir d'un essai d'expansion non drainée avec mesure des pressions interstitielles au cylindre creux les caractéristiques de résistance au cisaillement et de compressibilité du sol.

Leur vérification se fait alors en comparant ces caractéristiques avec celles obtenues à partir d'essais classiques de compression triaxiale, consolidés drainés et consolidés non drainés, sur le même sol.

Par ailleurs, le L.C.P.C. a effectué (NAHRA, 1985) une étude théorique, sur modèles numériques, du comportement du sol au cours d'un essai d'expansion au cylindre creux. Cette étude a permis essentiellement de comparer, à l'aide d'un programme d'éléments finis, les résultats obtenus en considérant différentes lois de comportement et notamment le modèle de Cam Clay. Les conclusions qui découlent de cette étude sont confrontées avec les résultats expérimentaux décrits ci-après.

II.3.a. - Analyse en contraintes totales - Sol élastique
parfaitement plastique

Hypothèses :

On admet que le sol est isotrope, élastique, parfaitement plastique ayant le critère de plasticité de Tresca. On considère une expansion non drainée à déformation verticale plane avec les conditions aux limites : $\sigma_r(\rho_0) = \sigma_c$ et $\sigma_r(\rho_R) = \sigma_R = p_0$ (où σ_r est la contrainte radiale ; ρ_0 et ρ_R sont respectivement les rayons intérieur et extérieur de l'échantillon à l'état déformé).

Calcul des contraintes dans le sol :

Tant que le sol est entièrement à l'état élastique les contraintes sont données par :

$$(1) \dots \dots \dots \begin{cases} \sigma_r(\rho) = A + \frac{B}{\rho^2} \\ \sigma_\theta(\rho) = A - \frac{B}{\rho^2} \\ \sigma_z(\rho) = \nu [\sigma_r(\rho) + \sigma_\theta(\rho)] \end{cases} \quad \text{avec} \quad \begin{aligned} A &= \frac{\rho_R^2 p_0 - \rho_0^2 \sigma_c}{\rho_R^2 - \rho_0^2} \\ B &= \frac{\rho_R^2 \rho_0^2 (\sigma_c - p_0)}{\rho_R^2 - \rho_0^2} \end{aligned}$$

où : ρ est le rayon à l'état déformé

σ_θ et σ_z sont respectivement les contraintes orthoradiale et verticale

ν est le coefficient de Poisson et pour un sol saturé $\nu = 1/2$

Le déplacement radial au rayon ρ est donné par :

$$u^e(r) = \frac{1 + \nu}{E} \frac{1}{\rho} \cdot \frac{\rho_R^2 \rho_0^2 (\sigma_c - p_0)}{\rho_R^2 - \rho_0^2} \dots \dots \dots (2)$$

La surpression interstitielle générée par l'expansion non drainée est donnée par l'équation de Henkel :

$$\begin{aligned} \Delta u(\rho) &= \Delta \sigma_{\text{oct}}(\rho) + \alpha \Delta \tau_{\text{oct}}(\rho) \\ &= \left(\sqrt{3} \alpha \frac{\rho_R^2}{\rho_0^2} - 1 \right) \frac{\rho_0^2}{\rho_R^2 - \rho_0^2} (\sigma_c - p_0) \dots \dots \dots (3) \end{aligned}$$

où : α est le coefficient des pressions interstitielles de Henkel
 $\Delta \sigma_{\text{oct}}$ et $\Delta \tau_{\text{oct}}$ sont respectivement les incréments des contraintes octaédriques normale et tangentielle dues à l'expansion, soit :

$$\begin{aligned} \Delta \sigma_{\text{oct}} &= \frac{1}{3} [\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3] - p_0 \\ \Delta \tau_{\text{oct}} &= \frac{1}{\sqrt{2}} \left[(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2 \right]^{1/2} \end{aligned}$$

et où : σ_1 ; σ_2 et σ_3 sont les contraintes principales avec :
 $\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$

La relation entre la pression de cavité σ_c et la variation volumique de la cavité ΔV_c est donnée par :

$$\sigma_c - p_0 = G \left(1 - \frac{\rho_0^2}{\rho_R^2} \right) \cdot \frac{\Delta V_c / V_0}{1 + \Delta V_c / V_0} \cong G \left(1 - \frac{r_0^2}{R^2} \right) \cdot \frac{\Delta V_c}{V_0} \dots (4)$$

où : G est le module au cisaillement

V_0 est le volume initial de la cavité

L'expansion non drainée s'effectue à volume constant, on a donc :

$$\rho_R^2 - R^2 = \rho_0^2 - r^2 = a^2 = r_0^2 \frac{\Delta V_c}{V_0} \dots \dots \dots (5)$$

Ainsi, l'état des contraintes et des déplacements dans le sol élastique est complètement déterminé.

Lorsque la pression de cavité σ_c atteint une valeur limite σ_f^0 donnant naissance à une plastification au bord de la cavité une zone de plasticité confinée se propage autour de la cavité et la frontière de cette zone est donnée par :

$$\rho_f^2 = \frac{G}{C_u} (\rho_o^2 - r_o^2) \dots \dots \dots (6)$$

où : C_u est la cohésion non drainée du sol

La pression du fluage p_f au rayon $\rho = \rho_f$ est :

$$p_f = p_o + \frac{\rho_R^2 - \rho_f^2}{\rho_R^2} C_u \dots \dots \dots (7)$$

L'équation 5 permet de déterminer l'évolution de ρ_f et p_f au cours de l'expansion.

Considérant le cas où $\sigma_c > p_f^0$ dans la zone plastique $\rho_o < \rho < \rho_f$ les équations d'équilibre et le critère de Tresca permettent de déterminer l'état des contraintes et l'on obtient :

$$\left. \begin{aligned} \sigma_r(\rho) &= p_f + C_u \ln \left[\frac{\rho_f}{\rho} \right]^2 \\ \sigma_\theta(\rho) &= \sigma_r(\rho) - 2 C_u \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (8)$$

L'équation de Henkel permet de déterminer les surpressions interstitielles, soit :

$$\Delta u(\rho) = \left[\sqrt{3} \alpha_f - \left[\frac{\rho_f}{\rho_R} \right]^2 + \ln \left[\frac{\rho_f}{\rho} \right]^2 \right] C_u \dots \dots \dots (9)$$

La variation de la pression de cavité σ_c en fonction de la variation volumique de la cavité $\Delta V_c/V_0$, est donnée par :

$$\sigma_c = p_f + C_u \ln \left[\frac{G}{C_u} \cdot \frac{\Delta V_c/V_0}{1 + V_c/V_0} \right]$$

soit : $\sigma_c = p_0 + C_u \left[1 - \frac{G}{C_u} \cdot \frac{\rho_0^2}{\rho_R^2} \cdot \frac{\Delta V_c}{V_0} + \ln \left(\frac{G}{C_u} \cdot \frac{\Delta V_c/V_0}{1 + \Delta V_c/V_0} \right) \right] \dots \dots \dots (10)$

La pression limite "pressiométrique" pour les conditions aux limites de l'essai d'expansion au cylindre creux est obtenue pour $\Delta V_c/V_0 = (\Delta V_c/V_0)_f$ où $(\Delta V_c/V_0)_f$ est la variation volumique de la cavité à la rupture de l'échantillon. On remarque que cette rupture est atteinte lorsque l'échantillon est pratiquement entièrement plastifiée, soit pour $\rho_f = \rho_R$. La pression limite est alors donnée par :

$$p_L = p_0 + C_u \ln \left[\frac{\rho_R^2}{\rho_0^2} \right] = p_0 - C_u \ln \left[\frac{r_0^2}{R^2} + \frac{C_u}{G} \left(1 - \frac{r_0^2}{R^2} \right) \right] \dots \dots \dots (11)$$

Dans la zone élastique ($\rho_f \leq \rho \leq \rho_R$) l'état des contraintes et des déplacements est donnée par les équations (1) et (2) en considérant les conditions aux limites de cette zone, soit :

$$\sigma_r(\rho_R) = \sigma_R = p_0 \text{ et } \sigma_r(\rho_f) = p_f$$

Détermination des caractéristiques du sol

Comme il a été montré par BAGUELIN et al (1978) dans le cas d'une expansion de cavité cylindrique dans un massif semi-infini de sol isotrope, homogène et incompressible, la courbe de cisaillement $[q=f(g)]$ (g étant la déformation de Green) du sol peut être dérivée de la courbe d'expansion $\sigma_c - p_0 = f(2g_0 = \Delta V_c/V_0)$.

En effet on a, à pression de cavité constante (σ_c donnée) :

- l'équation d'équilibre :

$$\frac{d\sigma_r}{d\rho} + \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{\rho} = 0 ;$$

- l'équation de compatibilité :

$$d\varepsilon_r = \varepsilon_\theta + r \frac{d\varepsilon_\theta}{dr}$$

- la condition d'un essai à volume constant ($d\varepsilon_v = 0$) et à déformation verticale plane ; soit :

$$d\varepsilon_z = 0 \quad d\varepsilon_r = - d\varepsilon_\theta$$

où : ε_z ; ε_r ; ε_θ sont respectivement les déformations axiale, radiale et orthoradiale.

On en déduit qu'à pression constante, (σ_c donnée) :

$$q = \frac{d\sigma_r}{d\varepsilon_\theta} \varepsilon_\theta \cdot \frac{1 + \varepsilon_\theta}{1 - \varepsilon_\theta} \dots \dots \dots (12)$$

En admettant que dans le cas d'un massif semi-infini la fonction $\sigma_r(g)$ est unique et indépendante du rayon ρ du point considéré et en utilisant les variables de Green on obtient pour la courbe de cisaillement $q(g)$ une expression analogue à celle dérivée par BAGUELIN et al (1978) soit :

$$q = f(g_0) = \frac{d(\sigma_c - p_0)}{dg_0} g_0 (1 + 2 g_0) \dots \dots \dots (12a)$$

On remarque que cette expression est indépendante de toute hypothèse sur la loi de comportement du sol.

La courbe de cisaillement $q = f(q_0)$ permet de déterminer les valeurs de la cohésion non drainée - C_u et du module au cisaillement - G . Dans le cas du cylindre creux l'échantillon a des dimensions finies et l'unicité de la fonction $\sigma_r(g)$ n'est donc pas vérifiée (en particulier on a pour $\rho = \rho_R \Rightarrow \Delta\sigma_r(\rho_R) = 0$ alors que $g(\rho_R) \neq 0$). Par conséquent, l'expression (12) n'est plus valable et la courbe de cisaillement du sol ne peut pas être dérivée de la courbe d'expansion obtenue au cylindre creux. Cet effet des conditions aux limites de l'échantillon sur la réponse du sol à l'expansion est abordé dans la deuxième partie de ce rapport. Il est cependant possible de déterminer à partir de la courbe d'expansion obtenue au cylindre creux la cohésion non drainée C_u et le module au cisaillement G en utilisant la procédure suivante :

A partir de l'équation 12 on calcule une contrainte de cisaillement apparente τ_{app} .

Ainsi, dans la phase élastique on a :

$$\tau_{app} \cong g_0 \frac{d(\sigma_c - p_0)}{dg_0} = G \left(1 - \frac{r_0^2}{R^2}\right) \cdot \frac{\Delta V_c}{V_0} \dots \dots \dots (13)$$

Dans la phase plastique on obtient en dérivant l'équation 10:

$$\tau_{app} \cong \left[1 - \frac{\Delta V_c}{V_0} \cdot \frac{G}{C_u} \cdot \frac{r_0^2}{R^2} \right] C_u = \left[1 - \frac{\rho_f^2}{\rho_0^2} \right] C_u \dots \dots \dots (14)$$

En traçant la fonction $\tau_{app} (\Delta V_c/V_0)$ définie par les équations (13) et (14) on obtient donc deux segments de droites comme il est illustré sur la Figure 4. La fin de la phase élastique au bord de la cavité est atteinte pour $\sigma_c = p_f^0$ et : $\rho_f = \rho_0$. On en déduit

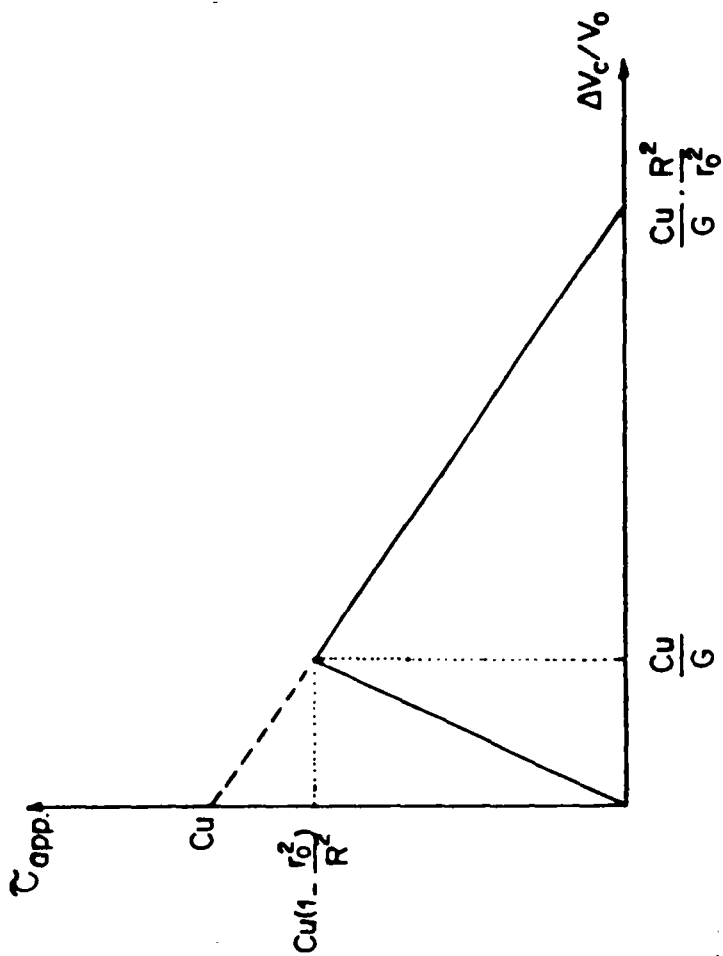


FIG. 4 - $C_{app.} = f(g_0)$

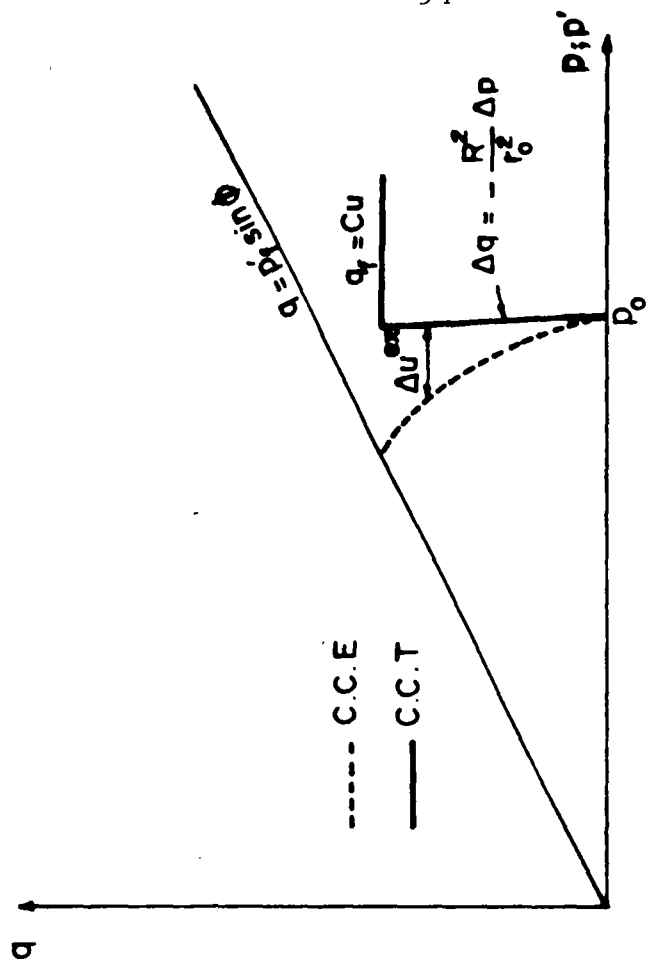


FIG. 5 - DETERMINATION EXPERIMENTALE DE L'ANGLE DE FROTTEMENT INTERNE ϕ' DU SOL

les coordonnées du maximum de la courbe τ_{app} , soit :

$$\left. \begin{aligned} \tau_{app} &\cong C_u \left(1 - \frac{r_0^2}{R^2}\right) \\ \text{et } \frac{\Delta V_c}{V_0} &= \frac{\sigma_c - p_0}{G \left(1 - \frac{r_0^2}{R^2}\right)} = \frac{p_f^0 - p_0}{G \left(1 - \frac{r_0^2}{R^2}\right)} \cong \frac{C_u}{G} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (15)$$

considérant que la rupture survient lorsque l'échantillon est entièrement plastifié, soit $\rho_f = \rho_R$, on obtient pour la rupture :

$$\left. \begin{aligned} \tau_{app} &= 0 \\ \text{et : } \frac{\Delta V_c}{V_0} &\cong \frac{C_u}{G} \cdot \frac{R^2}{r_0^2} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (16)$$

La cohésion non drainée C_u est donc donnée par l'ordonnée à l'origine de la droite correspondant au comportement du sol lors de la phase plastique (eq. 14). Le module au cisaillement G peut être obtenu à partir des coordonnées du maximum de la courbe de τ_{app} .

Pour déterminer les caractéristiques effectives de résistance

au cisaillement on considère les chemins des contraintes totales et effectives au bord de la cavité ($\rho = \rho_0$). La Figure 5 montre ces chemins dans les plans $\left[q = \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{2} ; p = \frac{\sigma_r + \sigma_\theta}{2} \right]$ et $\left[q ; p' = \frac{\sigma_r' + \sigma_\theta'}{2} \right]$ (où σ_r' et σ_θ' sont les contraintes effectives radiale et orthoradiale).

Dans la phase élastique ($\sigma_c < p_f^0$) on a :

$$\Delta q = \frac{\rho_R^2}{\rho_R^2 - \rho_O^2} (\sigma_c - p_O)$$

$$\Delta p = \frac{\rho_O^2}{\rho_R^2 - \rho_O^2} (\sigma_c - p_O)$$

le chemin des contraintes totales est donc la droite :

$$(17) \dots \dots \dots q = - \frac{\rho_R^2}{\rho_O^2} (p - p_O) \approx - \frac{R^2}{r_O^2} (p - p_O) \text{ ou : } \Delta q = - \frac{R^2}{r_O^2} \Delta p$$

La mesure de la surpression interstitielle Δu générée par l'expansion permet de déterminer le chemin des contraintes effectives qui est donné par :

$$\left. \begin{aligned} p' - p_O &= \Delta p' = \Delta p - \Delta u = - \frac{r_O^2}{R^2} q - \Delta u \\ \text{ou : } q &= - \frac{R^2}{r_O^2} (p' - p_O + \Delta u) \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (18)$$

Lorsque le sol atteint l'état limite au bord de la cavité, soit $q = q_f = C_u$ l'état des contraintes effectives vérifie le critère de rupture du squelette du sol. En considérant pour le sol reconstitué en laboratoire et normalement consolidé le critère de rupture de Mohr-Coulomb, soit :

$$q_f = p' \sin \phi' \dots \dots \dots (19)$$

et sachant que : $q_f = C_u$

on peut déterminer à partir de l'équation (18) l'angle de frottement interne du squelette du sol - ϕ' , soit :

$$\sin \phi' = \frac{c_u}{p_o - \frac{r_o^2}{R^2} c_u - \Delta u_o} \dots\dots\dots (20)$$

où Δu_o est la surpression interstitielle au bord de la cavité à l'amorce des déformations plastiques dans le sol ($\sigma_c = p_f^o$).

Le comportement du sol au bord de la cavité lors de la propagation de la zone plastique est caractérisé par le fait que l'état des contraintes effectives ne varie pas et que le chemin des contraintes totales est la droite horizontale : $q = q_f = c_u$, on peut noter que l'incrément de la surpression interstitielle $d(\Delta u)$ au bord de la cavité est alors égale à :

$$d \left[\Delta u(\rho_o) \right] = d \left[\Delta p(\rho_o) \right] = d(\sigma_c) \dots\dots\dots (21)$$

II.3.b. - Analyse en contraintes effectives - sol élasto-plastique écouissable à loi d'écoulement non associée

Hypothèses de calcul :

Cette approche est fondée sur un modèle relativement simple développé au CERMES considérant le sol comme un matériau homogène, isotrope, élasto-plastique écouissable à loi d'écoulement non associée.

On considère un écoulement isotrope et on prend pour paramètre d'écoulement la distorsion définie par :

$$\gamma = \frac{1}{\sqrt{2}} \left[(\epsilon_1 - \epsilon_2)^2 + (\epsilon_1 - \epsilon_3)^2 + (\epsilon_2 - \epsilon_3)^2 \right]^{1/2}$$

où : $\epsilon_1 ; \epsilon_2 ; \epsilon_3$ sont respectivement les déformations principales avec : $\epsilon_1 \geq \epsilon_2 \geq \epsilon_3$.

On admet une fonction de charge ayant un critère d'états limites correspondant au critère de Mohr-Coulomb à domaine d'élasticité ouvert. Ce critère peut s'écrire sous la forme :

$$f(\underline{\sigma} ; \gamma) = \frac{q - q_0(\gamma)}{p'} - h(\gamma) = 0 \dots \dots \dots (22)$$

Pour le sol normalement consolidé considéré dans le cadre de cette étude dont la cohésion interne est nulle ($q_0(\gamma) = 0$) on admet pour $h(\gamma)$ une fonction hyperbolique telle que :

$$h(\gamma) = \frac{\gamma}{a + b\gamma} \dots \dots \dots (22a)$$

La fonction de charge peut alors s'écrire sous la forme :

$$f(\underline{\sigma} ; \gamma) = q/p' - \frac{\gamma}{a + b\gamma} = 0 \dots \dots \dots (22b)$$

La Figure 6a montre le comportement du sol au cours d'un essai de compression triaxiale en supposant que les propriétés élastiques linéaires du matériau ne sont pas modifiées par la déformation plastique et sont les mêmes en charge et en décharge. Le module à

l'origine de la courbe $q/p' = h(\gamma)$, correspondant à un comportement élastique du matériau, est égale à :

$$\left[\frac{d(q/p')}{d\gamma} \right]_{\gamma \Rightarrow 0} = \frac{1}{a} = \frac{G}{\sigma'_0} \dots\dots\dots (22c)$$

où : σ'_0 est la contrainte isotrope de consolidation appliquée au sol avant son cisaillement.

Aux grandes déformations, le sol atteint l'état critique d'écoulement à volume constant, caractérisé par l'angle de frottement interne à l'état critique - ϕ_{cv} , soit :

$$(q/p') \Rightarrow \frac{1}{b} = \sin \phi_{cv} \dots\dots\dots (22d)$$

$$\gamma \Rightarrow \infty$$

On admet que la contractance et/ou la dilatance plastique du matériau au cours de sa distorsion est fonction unique de l'état des contraintes effectives, caractérisé par le rapport q/p' , soit :

$$\eta = \frac{d\epsilon_v^p}{d\gamma^p} = \eta(q/p') \dots\dots\dots (23)$$

où : $d\epsilon_v^p$ et $d\gamma^p$ sont respectivement les incréments de la déformation volumique permanente et de la distorsion permanente

et : η dénote un paramètre de compressibilité (contractance et/ou dilatance) plastique.

Cette fonction, illustrée schématiquement sur la Figure 6b, régit l'écoulement plastique du matériau. Elle est déterminée à partir

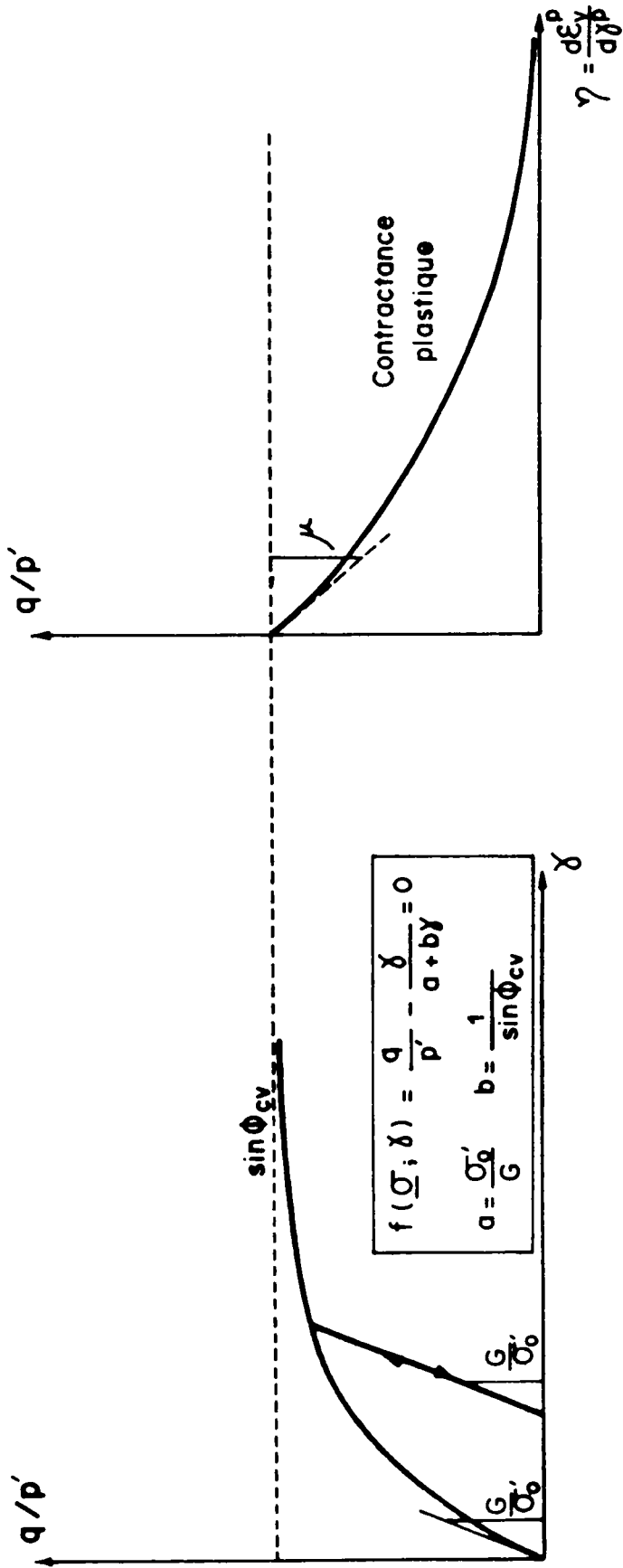


FIG. 6a - FONCTION DE CHARGE

FIG. 6b - FONCTION D'ECOULEMENT PLASTIQUE

d'un essai de compression triaxiale drainée avec mesure de la variation volumique du sol. Elle permet de définir pour chaque état des contraintes la direction du tenseur incrément de déformation plastique $\underline{d\varepsilon^P}$ correspondant. En admettant la coïncidence des axes principaux des contraintes et des déformations on peut déterminer ainsi dans l'espace des contraintes une surface d'écoulement plastique $g(\underline{\sigma})$ non associée (soit un potentiel plastique différent de la fonction de charge considérée) vérifiant la règle de normalité et les composantes du tenseur déformation plastique peuvent s'écrire sous la forme :

$$d\varepsilon_{ij}^P = d\lambda \frac{\partial g(\underline{\sigma})}{\partial \sigma_{ij}} \dots \dots \dots (23a)$$

La deuxième partie de ce rapport présente le développement de ce modèle, ainsi que son application à une étude théorique du comportement du sol au cours de l'essai d'expansion non drainée au cylindre creux.

Pour schématiser la fonction $\eta(q/p')$ on considère soit une fonction linéaire (NOVA et al, 1981), soit encore une fonction hyperbolique (NAMY, 1977) ayant comme paramètre caractéristique le module μ défini par (Figure 6b) :

$$\mu = \left[\frac{d(q/p')}{d\eta} \right]_{q/p' \Rightarrow \sin \phi_{cv}}$$

Ainsi pour un sol normalement consolidé le modèle considéré nécessite la détermination expérimentale de 4 caractéristiques qui peuvent être obtenus à partir des essais "classique" de compression

triaxiale, soit :

$$\frac{G}{\sigma'_0} ; \nu \text{ (coefficient de Poisson) ; } \phi_{cv} \text{ et } \mu$$

L'étude expérimentale a eu essentiellement pour objectif de vérifier les hypothèses de modélisation. Pour atteindre cet objectif on a effectué d'une part des essais triaxiaux drainés avec mesure de la variation volumique du sol et d'autre part des essais triaxiaux non drainés avec mesure de la pression interstitielle. L'analyse du comportement du sol lors de deux trajets de contraintes effectives correspondant à ces deux types d'essais a permis de déterminer expérimentalement la fonction de charge $f(q; \gamma)$ et la fonction $\eta(q/p')$ régissant l'écoulement plastique. Ces deux fonctions ont été alors utilisées pour analyser les résultats expérimentaux d'essais d'expansion au cylindre creux.

Il est à noter que lors de l'analyse d'un essai d'expansion non drainée au cylindre creux on admet que la variation volumique du sol en tout point de l'éprouvette est nulle ($d\varepsilon_v = 0$). En effet cette hypothèse de calcul n'est pas vérifiée car la distribution des surpressions interstitielles générées par l'expansion n'est pas uniforme et la dissipation du gradient de ces surpressions interstitielles provoque un écoulement à l'intérieur de l'éprouvette dont le volume global reste constant. Cet écoulement dépend de la perméabilité du sol et de la vitesse de l'expansion. Cependant dans le cas des essais effectués sur le limon la mesure continue des pressions interstitielles semble démontrer que à la vitesse de l'expansion adoptée l'effet éventuel d'un tel écoulement reste très

limité. Des essais d'expansion non drainés effectués au cylindre creux sur un sable ont montré que dans le cas d'un matériau très perméable la dissipation du gradient des surpressions interstitielles est pratiquement instantanée et l'hypothèse d'une variation volumique nulle ($d\varepsilon_v = 0$) n'est donc plus valable.

II.4 - ANALYSE DE LA DISSIPATION DE SURPRESSIONS INTERSTITIELLES A L'ARRET DE L'EXPANSION

A l'arrêt de l'expansion lorsque on maintient la pression de cavité σ_c constante et l'on ouvre le drainage il se produit une dissipation des surpressions interstitielles provoquées par l'expansion et une consolidation du sol autour de la cavité. Les mesures de cette dissipation doivent permettre de déterminer les valeurs des caractéristiques de consolidation du sol, à savoir les coefficients de consolidation C_r et de perméabilité k .

Pour analyser la dissipation des surpressions interstitielles au cylindre creux on a résolu numériquement, à l'aide d'un programme en différences finies, l'équation bien connue de la consolidation de TERZAGHI:

$$C_r \nabla^2 u = \frac{\partial u}{\partial t} \dots \dots \dots (24)$$

où : C_r est le coefficient de consolidation radial

u est la surpression interstitielle au rayon r à l'instant t

cela pour le cas d'un écoulement radial et d'un champ de déplacement radial du sol ; prenant en considération les conditions aux limites de l'essai, soit :

$$\frac{\partial u}{\partial r} (r_0 ; t) = 0 - \text{la surface de la cavité étant imperméable}$$

$$u(R ; t) = 0 - \text{surface drainante}$$

La résolution de cette équation nécessite une connaissance préalable de la distribution initiale des surpressions interstitielles générées par l'expansion. Dans le cadre de cette étude on a considéré d'une part une distribution initiale des surpressions interstitielles déduite de l'analyse en contraintes totales de l'expansion (eq. 9 - avec un coefficient α_f déterminé expérimentalement) et d'autre part une distribution initiale expérimentale déduite des mesures des pressions interstitielles à l'arrêt de l'expansion. Par ailleurs, pour analyser la consolidation isotrope de l'échantillon avant l'expansion on a considéré une distribution uniforme des surpressions interstitielles correspondant à une pression isotrope de $\sigma_a = \sigma_c = \sigma_R = p_0$.

Pour déterminer le coefficient de consolidation du sol on procède de la manière classique en cherchant la valeur de ce coefficient qui permet d'obtenir le meilleur accord entre la courbe de consolidation expérimentale et la courbe théorique correspondant à la solution de l'équation 24. Connaissant par ailleurs le module Young E' et le module au cisaillement G du sol utilisé on peut alors déterminer sa perméabilité à partir de la formule :

$$k = \frac{C_r \gamma_w (1 + \nu') (1 - 2\nu')}{E' (1 - \nu')} = \frac{C_r \gamma_w (1 - 2\nu')}{2(1 - \nu')G} \dots \dots \dots (25)$$

où : ν' est le coefficient de Poisson du squelette du sol

E' est le module Young du squelette du sol

Les résultats expérimentaux analysés ci-après montrent que bien que cette analyse soit fondée sur les hypothèses restrictives de la théorie de TERZAGHI, les caractéristiques de consolidation ainsi déterminées sont comparables avec celles obtenues à partir d'essais de consolidation "classiques" à l'oedomètre et à l'appareil triaxial.

III - ETUDE EXPERIMENTALE AU "CYLINDRE CREUX" DU COMPORTEMENT D'UN SOL FIN SATURE LORS D'UN ESSAI D'EXPANSION NON DRAINEE

III.1. - CARACTERISTIQUES DU SOL ET PREPARATION DES ECHANTILLONS

Dans le cadre cette étude on a utilisé un sol limoneux, peu plastique, dont les limites d'Atterberg sont : limite de liquidité - $w_L = 35 \%$; limite de plasticité - $w_p = 21 \%$ et indice de plasticité $I_p = 14 \%$. En considérant le diagramme de plasticité (Figure 7a) on note que ce matériau peut être classé dans la catégorie des argiles peu plastiques. La Figure 7b montre la granulométrie de ce matériau, établie à partir d'essais sédimentométriques, qui contient : 96% < 80μ ; 50% < 20μ et 26% < 2μ .

Le mode opératoire adopté pour la préparation des échantillons devait en particulier permettre d'obtenir :

- une reproductibilité de l'histoire et des caractéristiques du sol qui est essentielle pour toute étude paramétrique ;

- des échantillons homogènes, remaniés d'une façon homogène en évitant toute ségrégation ;

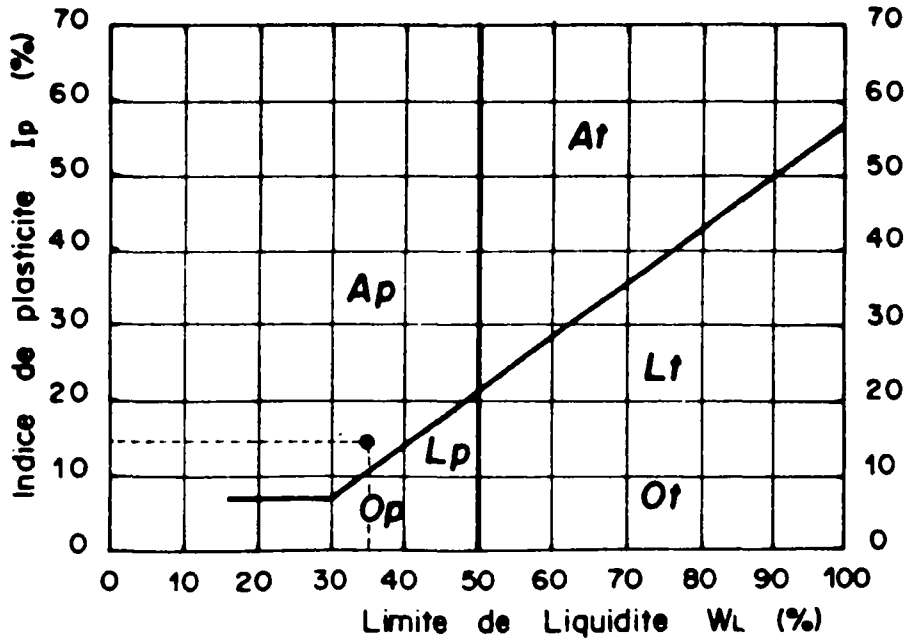


FIG. 7a - CLASSIFICATION DU SOL UTILISE
(LIMON DE JOSSIGNY)

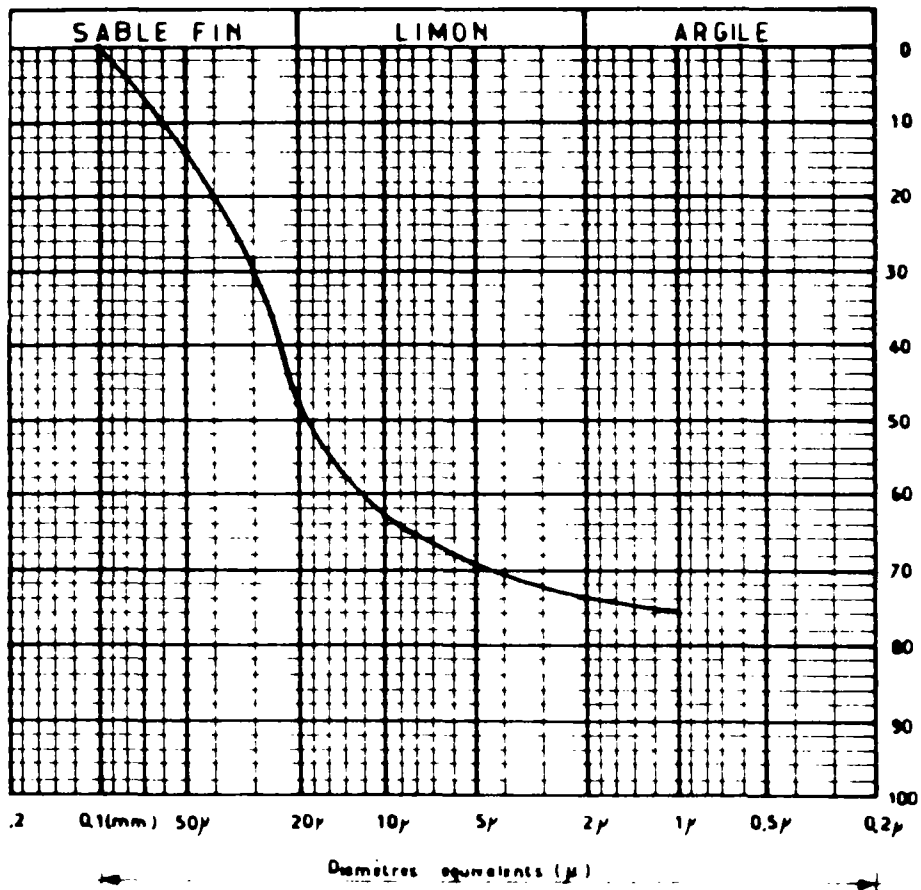


FIG. 7b - COURBE GRANULOMETRIQUE DU LIMON
DE JOSSIGNY

- un remaniement efficace et suffisant pour éliminer les effets d'une éventuelle surconsolidation et obtenir des échantillons normalement consolidés ;

- une bonne saturation.

Les échantillons sont préparés par tamisage humide à travers le tamis de 80 μ et séchage à l'air libre de manière à obtenir une teneur en eau d'environ 50 % correspondant à environ 1,4 W_L . Les échantillons utilisés pour les essais à l'appareil triaxial ou au cylindre creux sont alors reconsolidés dans des moules préalablement à leur mise en cellule. Cette reconsolidation s'effectue par paliers de charge successifs jusqu'à atteindre une pression de consolidation de 100 kPa. Les échantillons sont alors déchargés progressivement, mis en cellule (à la cellule triaxiale ou au cylindre creux), saturés et consolidés isotropiquement à la pression de consolidation de l'essai.

III.2. - PROGRAMME D'ESSAIS

Outre les essais d'identification et de classification du sol utilisé le programme d'essais avait essentiellement trois étapes :

1ère phase - essais classiques à l'oedomètre et à l'appareil triaxial ayant pour objectif la détermination expérimentale des caractéristiques du sol à prendre en compte dans les calculs.

2ème phase - essais préliminaires au cylindre creux ayant pour objectif la mise au point d'un mode opératoire.

3ème phase - essais d'expansion non drainée au cylindre creux ayant essentiellement pour objectif de vérifier les approches d'analyse considérées. Lors d'un certain nombre d'essais l'expansion non drainée a été suivie d'une consolidation sous une pression de cavité constante. Cette phase de l'essai a permis de vérifier la méthode proposée pour la détermination des caractéristiques de consolidation du sol. La consolidation a été suivie d'une expansion non drainée jusqu'à la rupture.

Le tableau I présente les variables principales des essais effectués au cylindre creux :

No de l'essai	R/r_o R=5cm	p_o (kPa)	palier de consolidation σ_c (kPa)
L ₁	10	150 kPa	250 kPa
L ₂	10	200 kPa	—
L ₃	10	250 kPa	—
L ₄	10	250 kPa	350 kPa
L ₅	5	150 kPa	300 kPa
L ₆	5	200 kPa	380 kPa
L ₇	5	200 kPa	—
L ₈	5	200 kPa	300 kPa
B	5	250 kPa	—

TABLEAU I - ESSAIS EFFECTUES AU CYLINDRE CREUX

REMARQUE : L'essai B a été effectué sur un échantillon consolidé au cylindre creux sous un état de contraintes anisotrope (JURAN et al, 1983) correspondant à un état K_o , soit : $\sigma_a = \frac{1}{K_o} p_o = 356$ kPa
 $\sigma_c = \sigma_R = p_o = 250$ kPa

III.3. - ESSAIS CLASSIQUES A L'OEDOMETRE ET A L'APPAREIL TRIAXIAL

III.3.a. - Essais à l'oedomètre

On a effectué des essais de consolidation sous charges statiques suivant la procédure classique de l'essai oedométrique. Il s'agit d'un chargement par paliers de contrainte successifs maintenus chacun pendant 24 heures avec doublement de la contrainte à chaque palier. Pour chaque palier on obtient ainsi une courbe de consolidation correspondant à la variation du degré de consolidation $U = \Delta h(t) / \Delta h_s$ (où : $\Delta h(t)$ et Δh_s sont respectivement le tassement à l'instant t et le tassement final, en fonction du temps. En utilisant la procédure classique de Cassagrande on détermine la valeur de t_{50} correspondant à $U = 50 \%$ et par comparaison avec la solution dérivée de la théorie de TERZAGHI on déduit la valeur du coefficient de consolidation pour le palier de contrainte considéré. La Figure 8 montre la variation des valeurs du coefficient de consolidation du sol ainsi déterminées avec la contrainte effective. La Figure 9 montre les courbes oedométriques déterminées à partir d'essais de consolidation à l'oedomètre "classique" et à un oedomètre à contrepression appelé "la cellule de Rowe". Ces courbes donnent la variation de l'indice des vides e avec la contrainte effective σ' dans le repère logarithmique et permettent de déterminer l'indice de compressibilité C_c ainsi que le coefficient de compressibilité a_{v0} , ce coefficient défini par le rapport $a_v = de/d\sigma'$, varie avec la contrainte effective σ' .

Certain nombre d'essais oedométriques ont été effectués en utilisant une cellule perméométrique. Lors de ces essais à l'issue

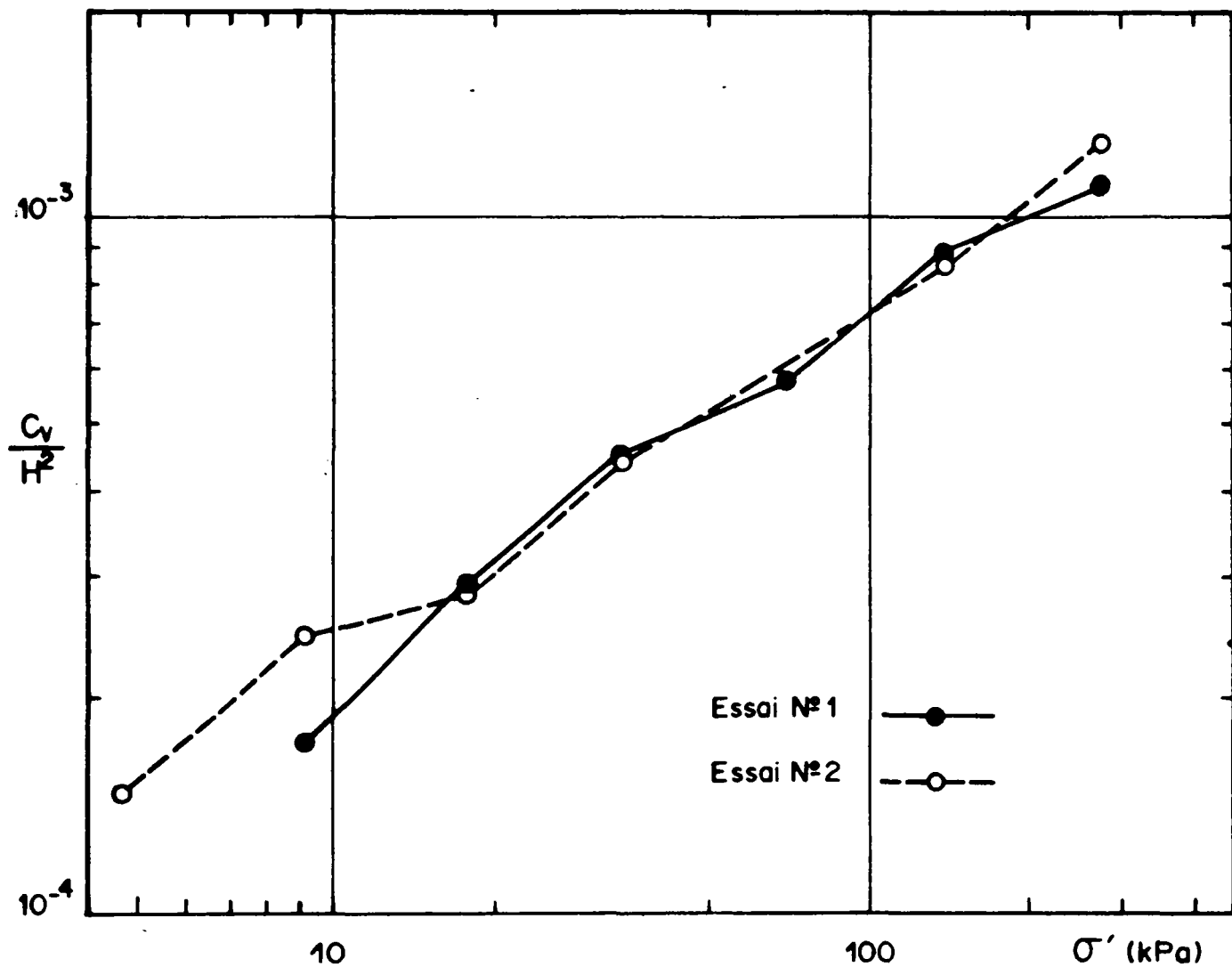


FIG. 8 - COEFFICIENT DE CONSOLIDATION EN FONCTION DE LA CONTRAINTE EFFECTIVE (LIMON DE JOSSIGNY)

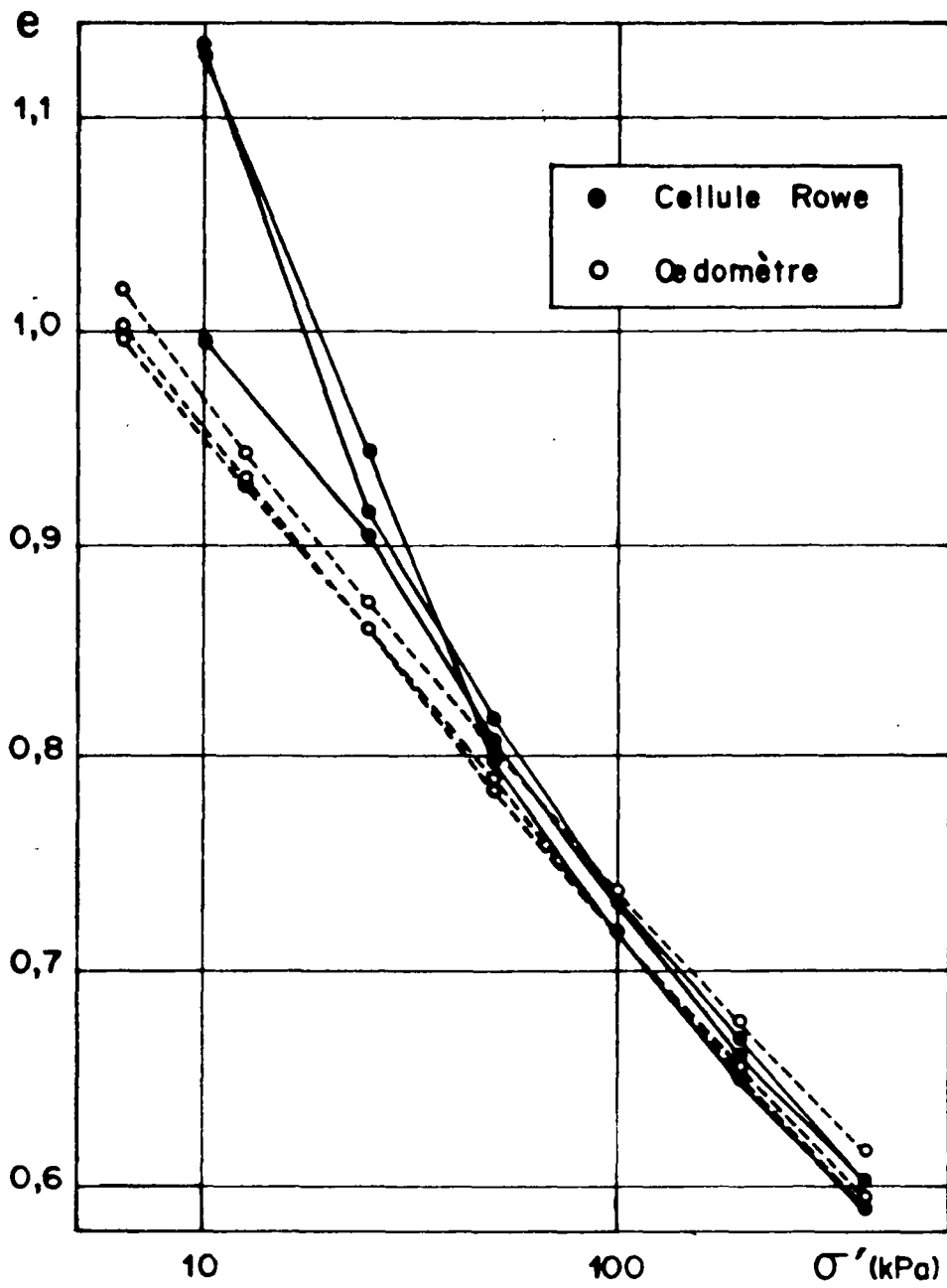


FIG. 9 - COURBES OEDOMETRIQUES DU LIMON DE JOSSIGNY

de chaque palier de charge on a mesuré la perméabilité par un essai à charge variable. Les résultats présentés sur les Figure 10a et 10b montrent respectivement la variation de la perméabilité et de l'indice des vides en fonction de la contrainte effective σ' .

A titre indicatif, les valeurs des principales caractéristiques de consolidation du sol à l'état remanié sont :

$$\begin{aligned} C_v & \text{ de } 10^{-4} \text{ à } 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{s} \quad \text{pour} \quad \sigma' \leq 150 \text{ kPa} \\ k_v & \text{ de } 10^{-9} \text{ à } 10^{-7} \text{ cm/s} \quad \text{pour} \quad \sigma' \leq 150 \text{ kPa} \\ C_c & \text{ voisin de } 0,25 \end{aligned}$$

Les essais à l'oedomètre avaient également pour objectif la détermination des caractéristiques du sol à introduire dans le modèle Cam Clay utilisé dans les simulations numériques effectués par le LCPC à l'aide d'un programme en éléments finis. Cela a permis une comparaison entre les résultats théoriques et expérimentaux d'essais d'expansion non drainée au cylindre creux (NAHRA, 1985).

III.3.b. - Essais de compression triaxiale drainés et non drainés

Essais consolidés non drainés

La Figure 11 présente les résultats de 2 essais de compression triaxiale, consolidés, non drainés à contrainte de confinement latérale constante égale à la contrainte de consolidation isotrope de l'essai σ'_0 . Ces 2 essais ont été effectués respectivement à $\sigma'_0 = 150 \text{ kPa}$ (essai-ND3) et 300 kPa (essai-ND9) et à une vitesse de déplacement axial du piston

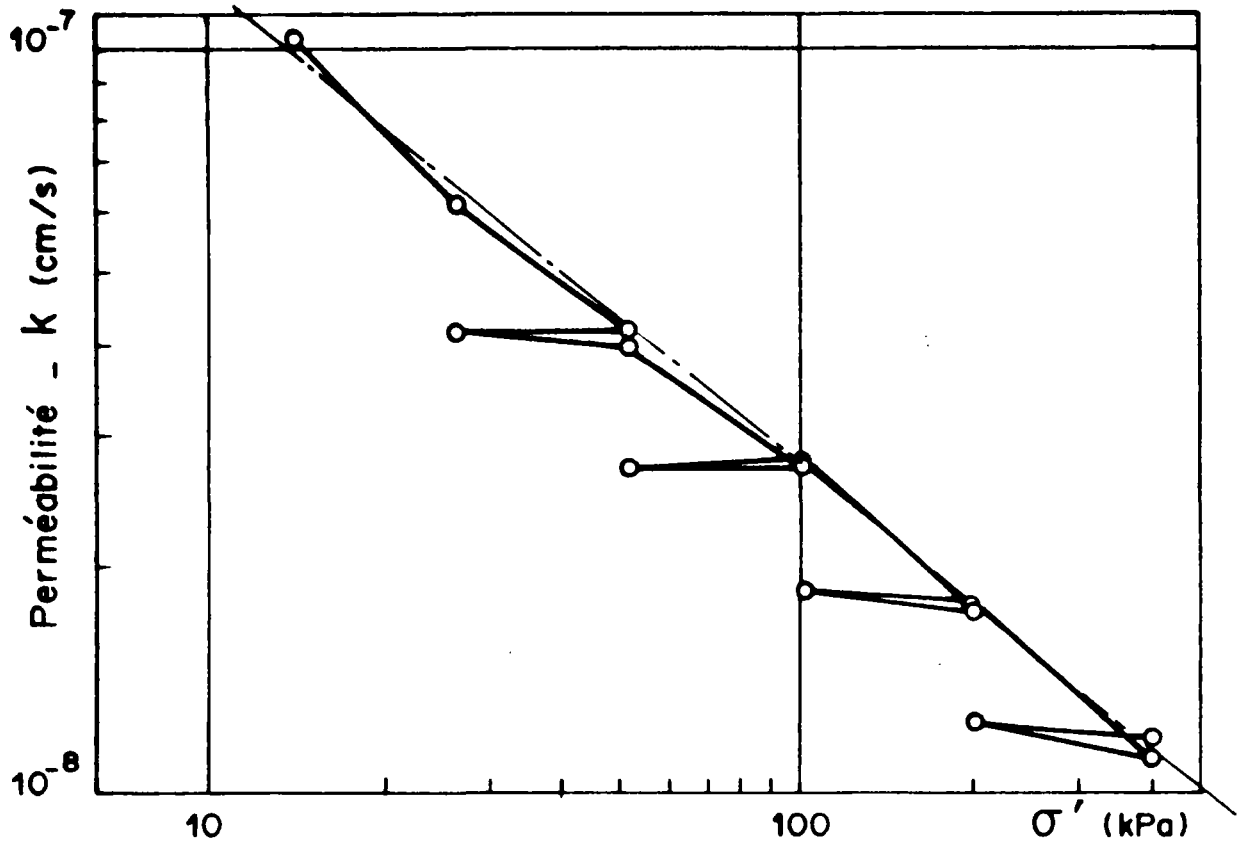


FIG. 10a - VARIATION DE LA PERMEABILITE EN FONCTION DE LA CONTRAINTE EFFECTIVE (SOL NORMALEMENT CONSOLIDE ET SURCONSOLIDE)

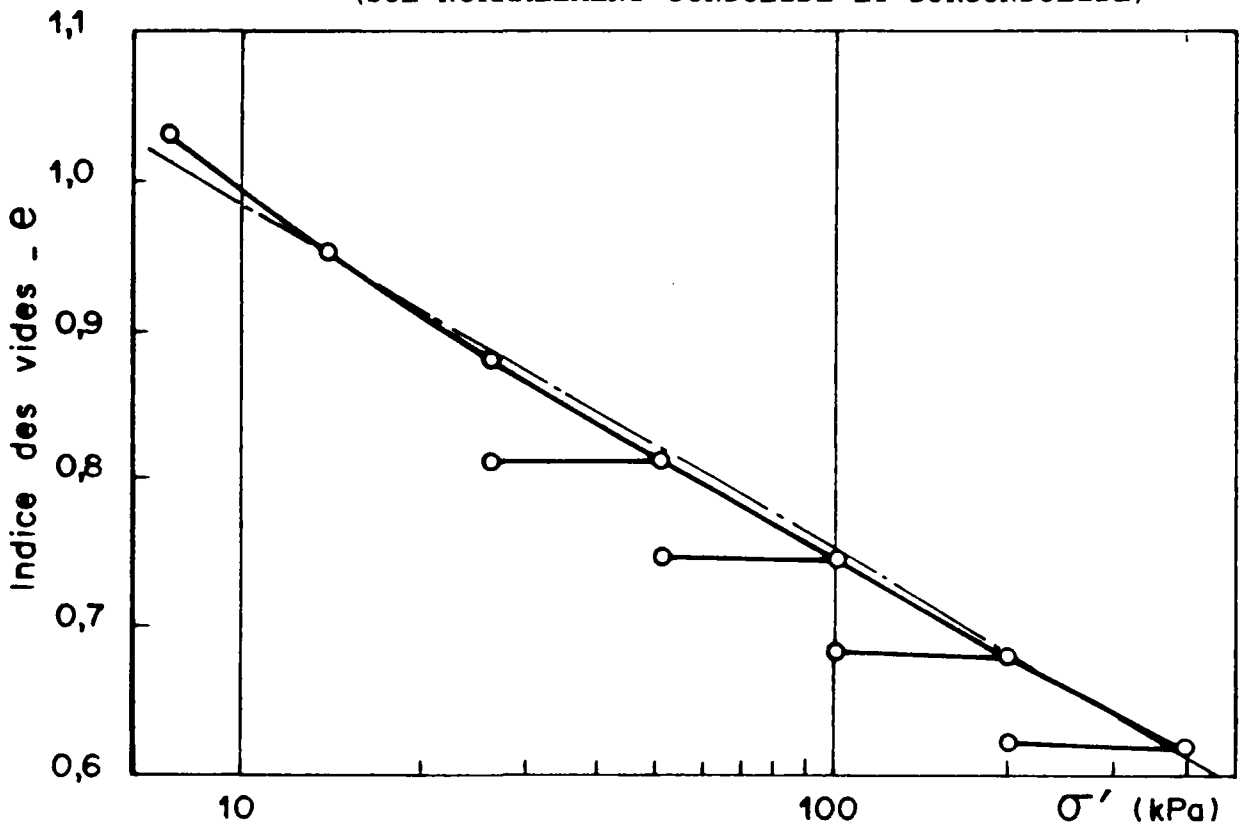


FIG. 10b - VARIATION DE L'INDICE DES VIDES EN FONCTION DE LA CONTRAINTE EFFECTIVE (SOL NORMALEMENT CONSOLIDE ET SURCONSOLIDE)

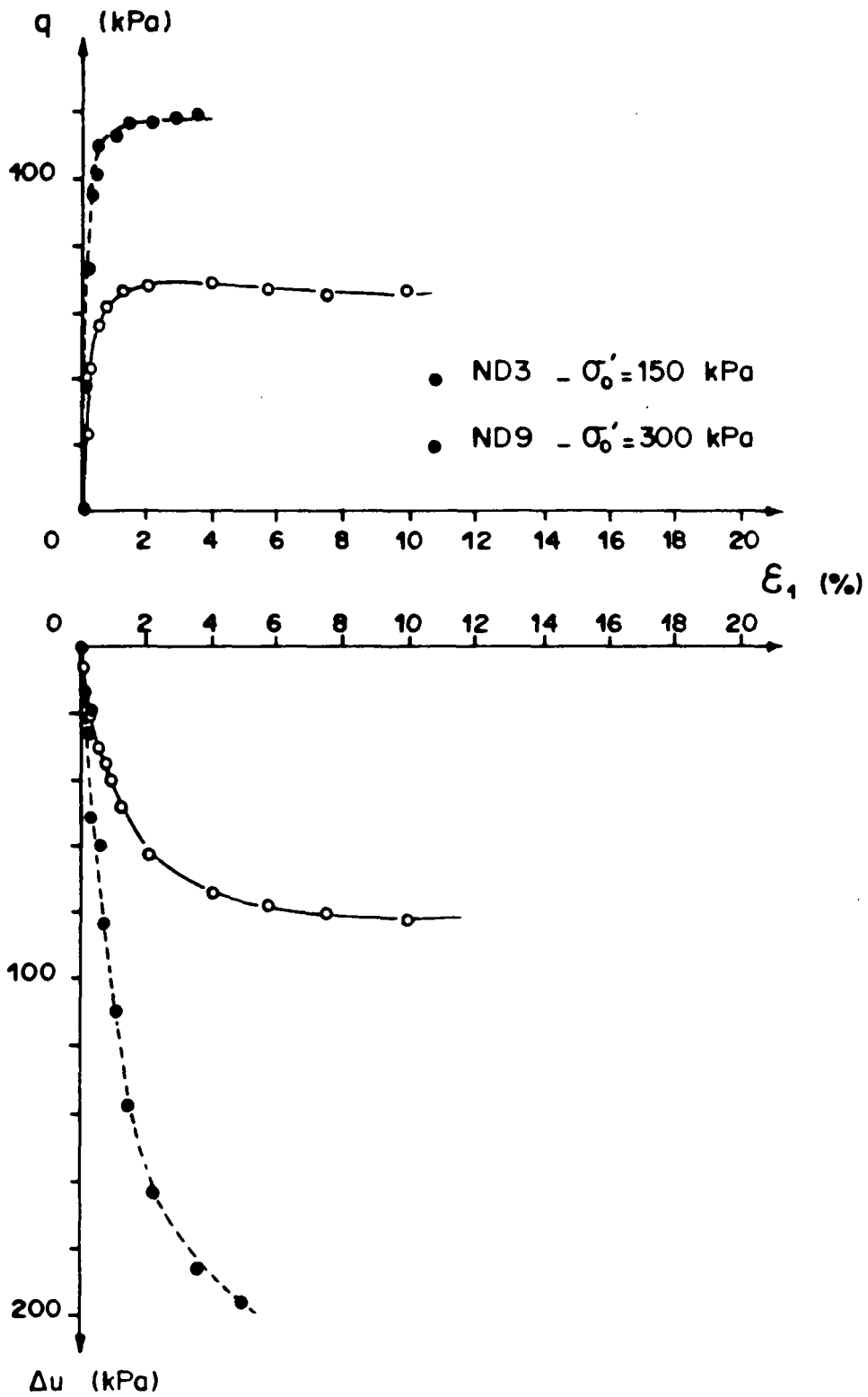


FIG. 11 - ESSAIS CONSOLIDÉS, NON DRAINÉS
DE COMPRESSION TRIAXIALE

constante de 30 μ /min avec mesure de la pression interstitielle. Les résultats présentés dans les plans $(q ; \epsilon_1)$ et $(\Delta u ; \epsilon_1)$ (où : Δu et ϵ_1 sont respectivement la surpression interstitielle et la déformation axiale) montrent que le matériau est contractant. La mesure de la pression interstitielle permet de déterminer les chemins des contraintes effectives parcourus par le sol lors de ces essais. Les chemins des contraintes effectives correspondants sont présentés dans le plan $(q ; p')$ sur la Figure 12. On remarque que les chemins des contraintes effectives sont pratiquement homothétiques et conduisent à une droite intrinsèque définie par un angle de frottement interne de $\phi = 32^\circ$ et une cohésion nulle $c' = 0$. On présente également dans ce plan les courbes d'isodistorsion ($\gamma = C^{te}$). On note que ces courbes peuvent être assimilées à des droites passant par l'origine dont la pente augmente avec la distorsion suivant la fonction de charge considérée, soit (eq. 22) :

$$f(\underline{g} ; \gamma) = q/p' - h(\gamma) = 0$$

Pour déterminer les caractéristiques du sol à introduire dans le modèle développé on présente sur la Figure 13 les résultats obtenus pour ces essais dans les plans $(q/p' ; \gamma)$ et $(q/p' ; \eta)$. On constate que dans le plan $(q/p' ; \gamma)$ on peut considérer une courbe représentative hyperbolique (eq. 22) ayant les caractéristiques suivantes :

$$\frac{1}{a} = \frac{G}{\sigma'_o} \approx 40 \quad \text{et} \quad \phi'_{cv} = 32^\circ \Rightarrow \frac{1}{b} = \sin \phi'_{cv} = 0,53$$

Le paramètre de compressibilité (contractance) plastique est calculé à partir de l'équation :

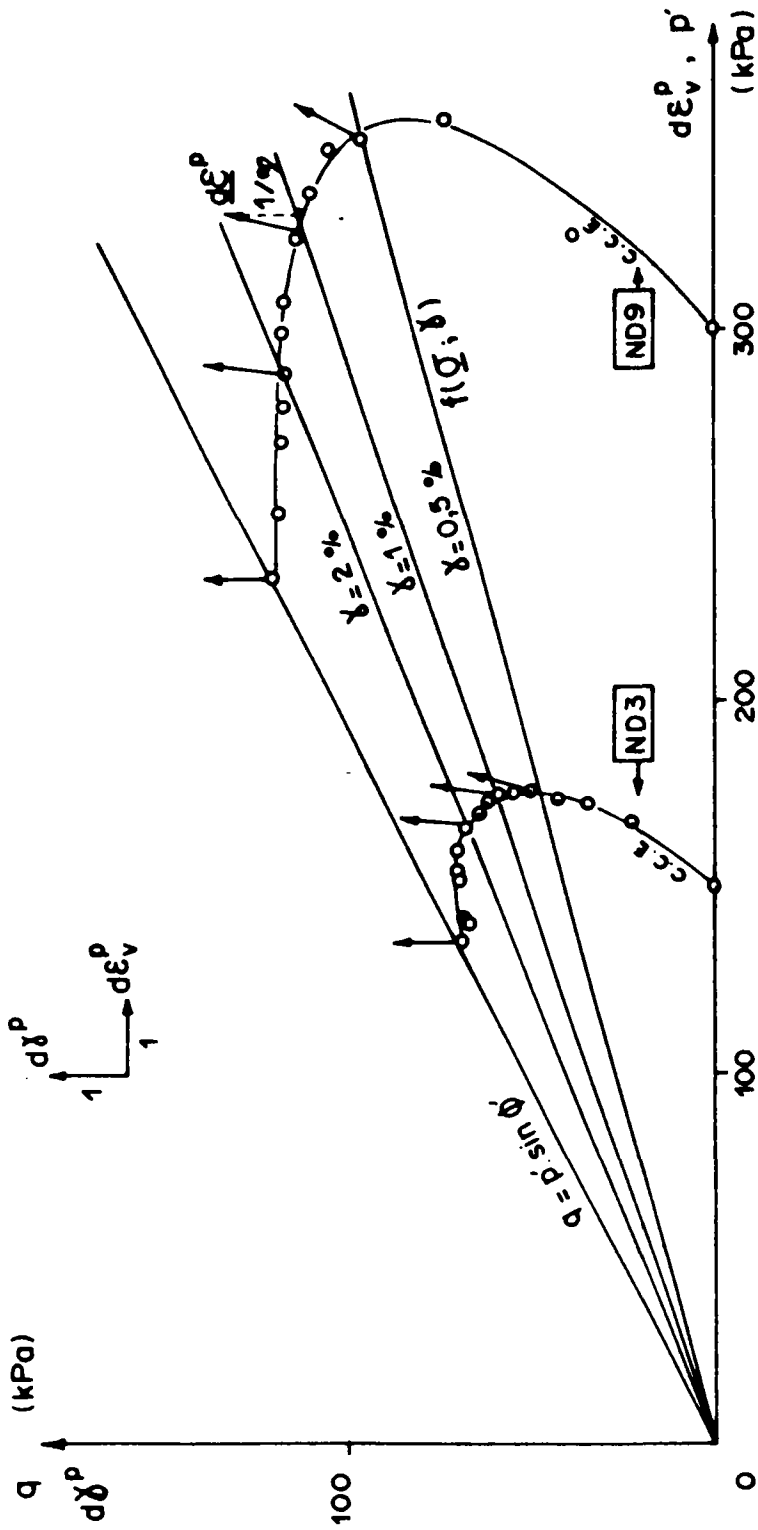


FIG. 12 - COMPORTEMENT DU SOL LORS D'UN ESSAI DE COMPRESSION TRIAXIALE NON DRAINEE

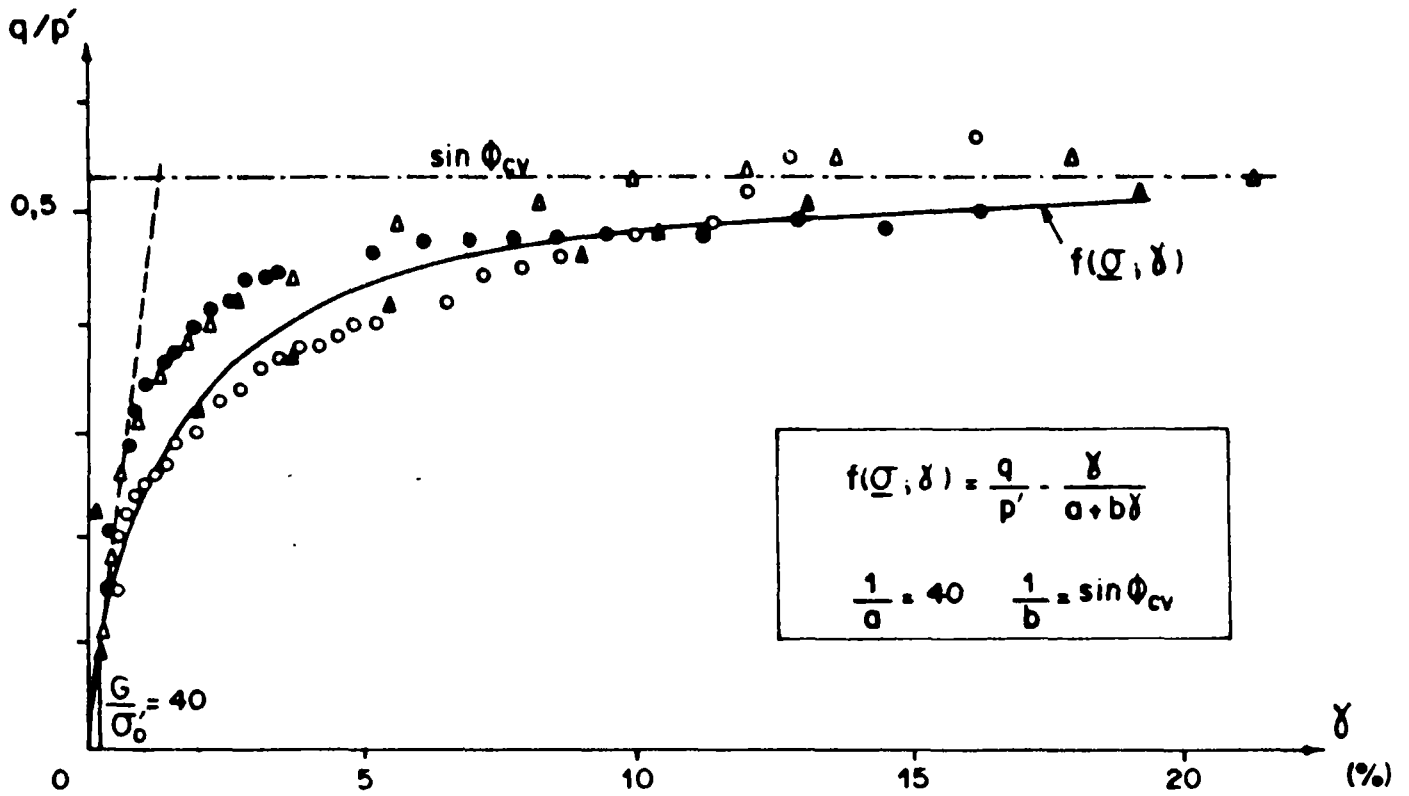


FIG. 13a - DETERMINATION EXPERIMENTALE DE LA FONCTION DE CHARGE $f(\underline{\sigma}, \delta)$ DU LIMON DE JOSSIGNY

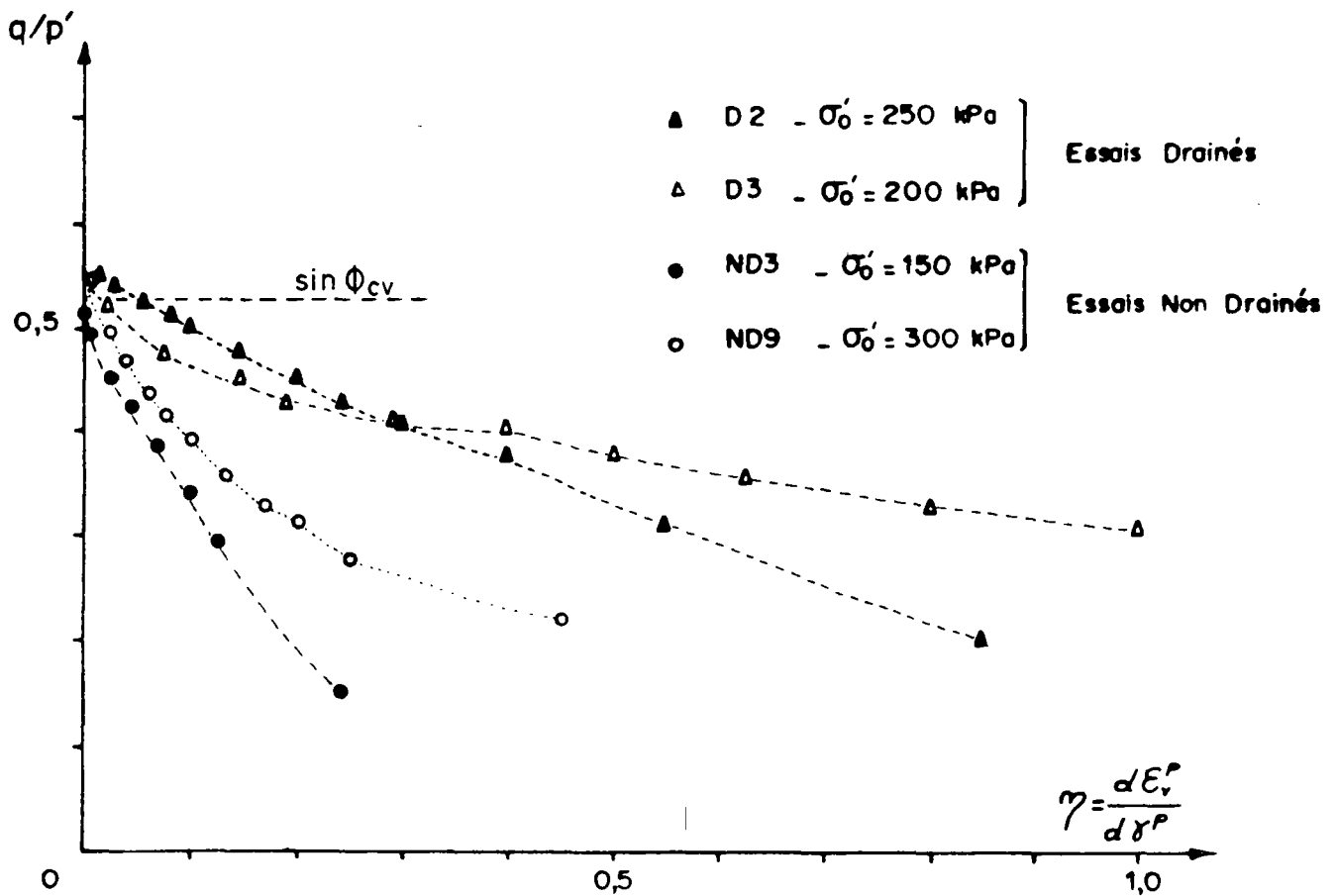


FIG. 13b - VARIATION DU PARAMETRE DE COMPRESSIBILITE PLASTIQUE AU COURS D'ESSAIS DE COMPRESSION TRIAXIALE DRAINES ET NON DRAINES

$$\eta = \frac{d\epsilon_V^P}{d\gamma^P} = \frac{d\epsilon_V - d\epsilon_V^e}{d\gamma - d\gamma^e} \dots\dots\dots (26)$$

où : $d\epsilon_V^P$ et $d\epsilon_V^e$ sont respectivement l'incrément déformation volumique permanente et l'incrément déformation volumique élastique; pour l'essai non drainé on a :

$$\begin{aligned} d\epsilon_V &= 0 \Rightarrow d\epsilon_V^P = d\epsilon_V - d\epsilon_V^e = - d\epsilon_V^e \\ d\epsilon_V^e &= \frac{1 - 2\nu'}{E'} \cdot 3 d\sigma'_{oct} = \frac{1 - 2\nu'}{E'} [2 dq - 3d(\Delta u)] \end{aligned}$$

avec : $d\sigma_{oct} = \frac{1}{3} [d\sigma_1 + 2d\sigma_3]$; $d\sigma'_{oct} = d\sigma_{oct} - d(\Delta u)$
 $d\sigma_3 = 0$; $d\sigma_1 = 2 dq$; Δu - surpression interstitielle

et où : $d\gamma^P$ et $d\gamma^e$ sont respectivement l'incrément distorsion permanente et l'incrément distorsion élastique, soit :

$$d\gamma^e = \frac{d\tau_{oct}}{2G} = \frac{dq}{G} \qquad d\gamma^P = d\gamma - d\gamma^e$$

L'équation (26) peut s'écrire sous la forme :

$$\eta = \frac{d\epsilon_V^P}{d\gamma^P} = \frac{1 - 2\nu'}{E'} \cdot \frac{2 \frac{dq}{d\gamma} - 3 \frac{d(\Delta u)}{d\gamma}}{1 - \frac{1}{G} \frac{dq}{d\gamma}} \dots\dots\dots (27)$$

Pour faciliter les calculs les fonctions $q(\gamma)$ et $\Delta u(\gamma)$ ont été lissées en les assimilant à des hyperboles. Les résultats présentés sur la Figure 13 montrent que mis à part la dispersion observée au début de l'essai qui est essentiellement due à l'imprécision sur les valeurs de $d\gamma^P$ et $d\epsilon_V^P$, les courbes obtenues pour les deux essais (ND3 et ND9) sont

très proches. La courbe représentative peut être assimilée à une hyperbole de la forme :

$$q/p' = \sin \phi_{cv} - \frac{\eta}{\frac{1}{\mu} + \frac{\eta}{\sin \phi_{cv}}} \dots \dots \dots (28)$$

ayant pour pente à l'origine le module $\mu \approx 5$. On remarque que cette valeur est relativement élevée par rapport à des valeurs données à ce module par différents auteurs comme il est indiqué sur le tableau II. Ces résultats indiquent donc une contractance plastique très faible. Sur la Figure 12 on montre dans le plan $(d\gamma^P ; d\varepsilon_v^P)$ les directions du tenseur incrément déformation plastique associé aux différents niveaux des contraintes définis par le rapport (q/p') . Ces directions sont déterminées par le module η en admettant la coïncidence des axes principaux des contraintes et des déformations.

On note que ces calculs ont été effectués en considérant les valeurs des caractéristiques suivantes :

$$\nu' = 0,33 \quad \frac{G}{\sigma'_o} = 40 \quad \frac{E'}{\sigma'_o} = \frac{G}{\sigma'_o} \cdot 2(1 + \nu')$$

Les caractéristiques du sol à court terme à introduire dans le modèle élastique-parfaitement plastique sont déterminées à partir de l'analyse de l'essai en contraintes totales qui donne les résultats suivants :

$$\frac{G}{\sigma'_o} = 40 \quad \frac{C_u}{\sigma'_o} = \tan \phi_{cu} = 0,40 \quad \alpha_f = 0,40$$

TABEAU II

VALEURS DU MODULE μ CALCULES D'APRES LES RESULTATS EXPERIMENTAUX DONNES

PAR DIVERS AUTEURS

SOIL TYPE	$\sin \phi_{cv}$	ϕ_{cv} en degré	μ	COMMENTS
Fuji River med. dense sand (Tatsuoka, 1972)	0.547	33.2	0.43	Various triaxial tests see Nova and Wood (1979) drained tests should be corrected
Ram River loose sand (Castro, 1969)	0.5	30	0.625	Only one undrained triaxial test
Grenoble Workshop medium dense sand	0.551	33.4	0.45	Wide range of tests
Ticino dense sand (Baldi Nova, 1981)	0.5	30	0.625	Various triaxial tests
Remoulded Kaolin (Walker, 1969)	0.39	23	0.33	Only drained triaxial tests
Remoulded Kaolin (Wroth Loudon, 1967)	0.41	24.50	0.43	Only effective stress path in undr. triax. compression
Remoulded Fiumi cino clay (Burghignoli, 1982)	0.464	27.79	0.30	Only drained tests
Remoulded Kaolin (Grenoble Workshop)	0.39	23	0.24	Wide range of tests. Data somewhat in contrast with other published data
Hewfield silty clay (Sangrey, 1967)	0.428	25.	0.64	Only one undrained triaxial test
M.C. Porto Tolle (Jamiolkowski et al)	0.464	27.79	0.21	Parameters determined from in situ tests to reproduce pressuremeter curves

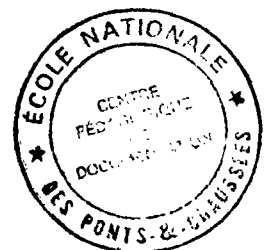
Essais consolidés drainés

La Figure 14 présente les résultats de deux essais de compression triaxiale, consolidés, drainés, à contrainte de confinement latérale constante égale à la contrainte de consolidation isotrope σ'_o . Ces deux essais ont été effectués respectivement le premier (D3) à $\sigma'_o = 200$ kPa. et à une vitesse de déplacement axial du piston de $30 \mu/\text{min}$. et le deuxième (D2) à $\sigma'_o = 250$ kPa et à une vitesse de déplacement de $2 \mu/\text{min}$. avec mesure de la variation volumique du sol. Les résultats présentés dans les plans $(q ; \epsilon_1)$ et $(\epsilon_v ; \epsilon_1)$ montrent que le sol subit une contractance au cours de son cisaillement. Afin de déterminer les caractéristiques du sol à introduire dans le modèle développé on a présenté les résultats obtenus dans les plans $(q/p' ; \gamma)$ et $(q/p' ; \eta)$ comme il est illustré sur la Figure 13.

Les courbes $(q/p' ; \gamma)$ de ces deux essais montrent une certaine dispersion qui est essentiellement due à la différence entre les vitesses de chargement ; vitesse plus élevée conduit à une mobilisation plus rapide de la résistance du sol au cisaillement. Cependant, malgré cette dispersion les pentes à l'origine ainsi que les asymptotes de ces deux courbes ont pratiquement les mêmes valeurs qui sont en bon accord avec les caractéristiques du sol déterminées à partir des essais non drainés cités précédemment, soit :

$$G/\sigma'_o = 40 \text{ et } \phi'_{cv} = 32^\circ$$

Le paramètre de compressibilité plastique - η est déterminé à partir de l'équation 26 en considérant pour un essai drainé :



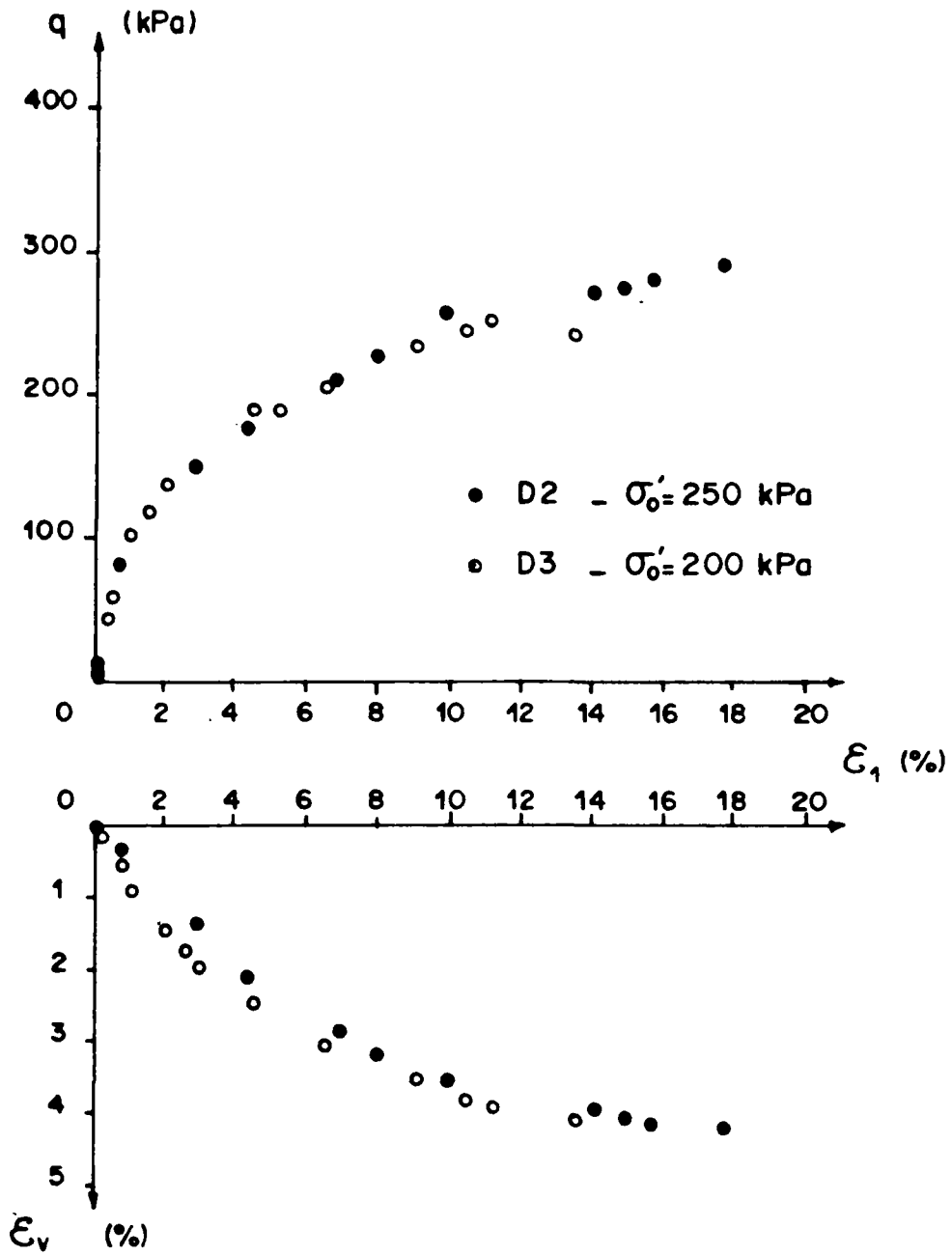


FIG. 14 - ESSAIS CONSOLIDES DRAINES DE COMPRESSION TRIAXIALE

$$d\epsilon_v^e = \frac{1 - 2\nu'}{E'} 3 d\sigma_{oct} = \frac{1 - 2\nu'}{E'} 2dq$$

$$d\gamma^e = \frac{1}{G} dq$$

Cela conduit à :

$$\eta = \frac{d\epsilon_v^p}{d\gamma^p} = \frac{d\epsilon_v - d\epsilon_v^e}{d\gamma - d\gamma^e} = \frac{\frac{d\epsilon_v}{d\gamma} - \frac{1-2\nu'}{E} \frac{dq}{d\gamma}}{1 - \frac{1}{G} \frac{dq}{d\gamma}} \dots\dots\dots (29)$$

Pour faciliter les calculs on a lissé les courbes $\epsilon_v = \epsilon_v(\gamma)$ et $q = q(\gamma)$ en les assimilant à des hyperboles. On remarque que la dispersion entre les courbes $\eta(q/p')$ obtenues pour les deux essais est faible et qu'elle est partiellement due à l'imprécision de la mesure de la déformation volumique du sol. Par ailleurs, en assimilant ces deux courbes à des hyperboles de la forme donnée par l'équation 28 on note que leur pente à l'origine, définie par le module μ , est plus faible que celle déduite de l'analyse des essais non drainés. Des valeurs de μ obtenues à partir des essais drainés ($\mu \approx 0,6$ pour l'essai D2 et $\mu \approx 0,6$ pour l'essai D3) sont proches de celles citées par d'autres auteurs (CASTRO-1969 pour sable lâche ($\phi = 30^\circ$); SANGREY-1967 pour limon argileux). La divergence entre les valeurs de μ obtenues à partir d'essais drainés et celles obtenues à partir d'essais non drainés semble indiquer que, contrairement aux hypothèses de modélisation considérées, la fonction $\eta(q/p')$ dépend du chemin des contraintes effectives parcouru par le sol au cours de sa distorsion. L'analyse d'essais d'expansion non drainée, présentée ci-dessous, renforce cette conclusion.

III.3.4. - ESSAIS D'EXPANSION NON DRAINEE AU CYLINDRE CREUX

Ces essais avaient essentiellement pour objectif de vérifier

les modèles théoriques considérés. A titre d'exemple on présente ci-dessous l'analyse de trois essais L_6 , L_5 et B dont les variables sont données dans le tableau I.

III.4.a. - Analyse en contraintes totales de l'expansion non drainée

Essai L_6 - La Figure 15 présente les courbes d'expansion $(\sigma_c - p_o) = f(2g_o = \Delta V_c/V_o)$ et $\Delta u = f(2g_o = \Delta V_c/V_o)$ obtenues en analysant les résultats expérimentaux de l'essai L_6 . Cet essai a été effectué à $p_o = 200$ kPa avec un palier de consolidation à $\sigma_c = 380$ kPa et avec un rayon initial de la cavité égale à $r_o = \frac{1}{5} R = 1$ cm.

La Figure 16 montre la courbe de $\tau_{app}(g_o)$ obtenue en dérivant la courbe d'expansion $[\sigma_c - p_o = f(g_o)]$ à partir des équations (13) et (14). En traçant la fonction $\tau_{app}(g_o)$ (voir Figure 4), on obtient donc deux segments de droites permettant de déterminer les valeurs de la cohésion non drainée C_u et du module au cisaillement G. Pour l'essai L_6 , on obtient :

$$C_u = 79 \text{ kPa} \quad \text{et} \quad G = 7200 \text{ kPa}$$

$$\text{soit : } \frac{C_u}{\sigma'_o} = 0,40 \quad \text{et} \quad \frac{G}{\sigma'_o} = 36$$

Ces caractéristiques correspondent à celles déterminées à partir d'essais non drainés à l'appareil triaxial (l'écart étant d'environ 5%)

Pour diminuer la dispersion et accroître la précision de la détermination expérimentale de ces caractéristiques, la courbe d'expansion

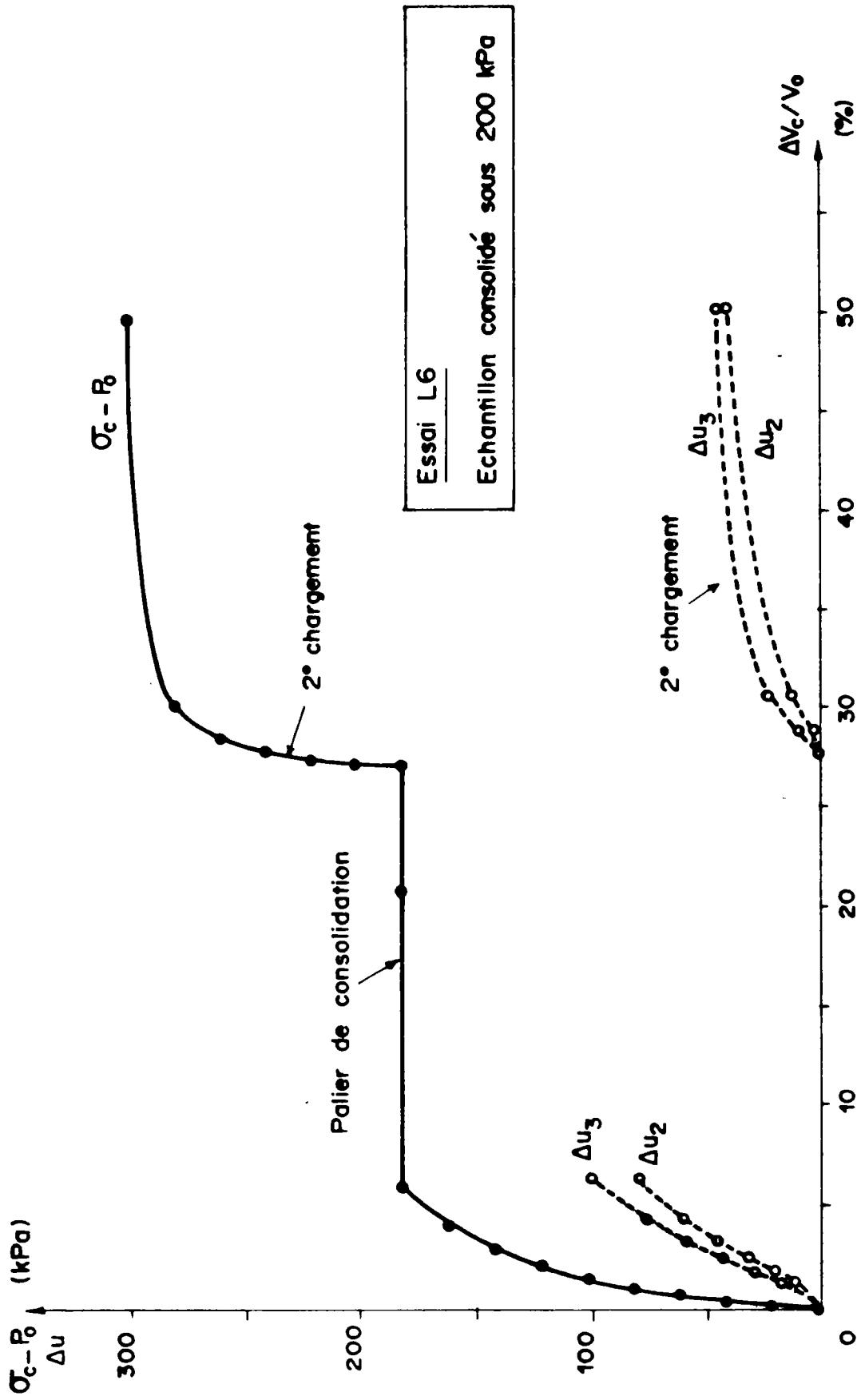


FIG. 15 - COURBE D'EXPANSION EXPERIMENTALE (ESSAI L6 - LIMON DE JOSSIGNY)

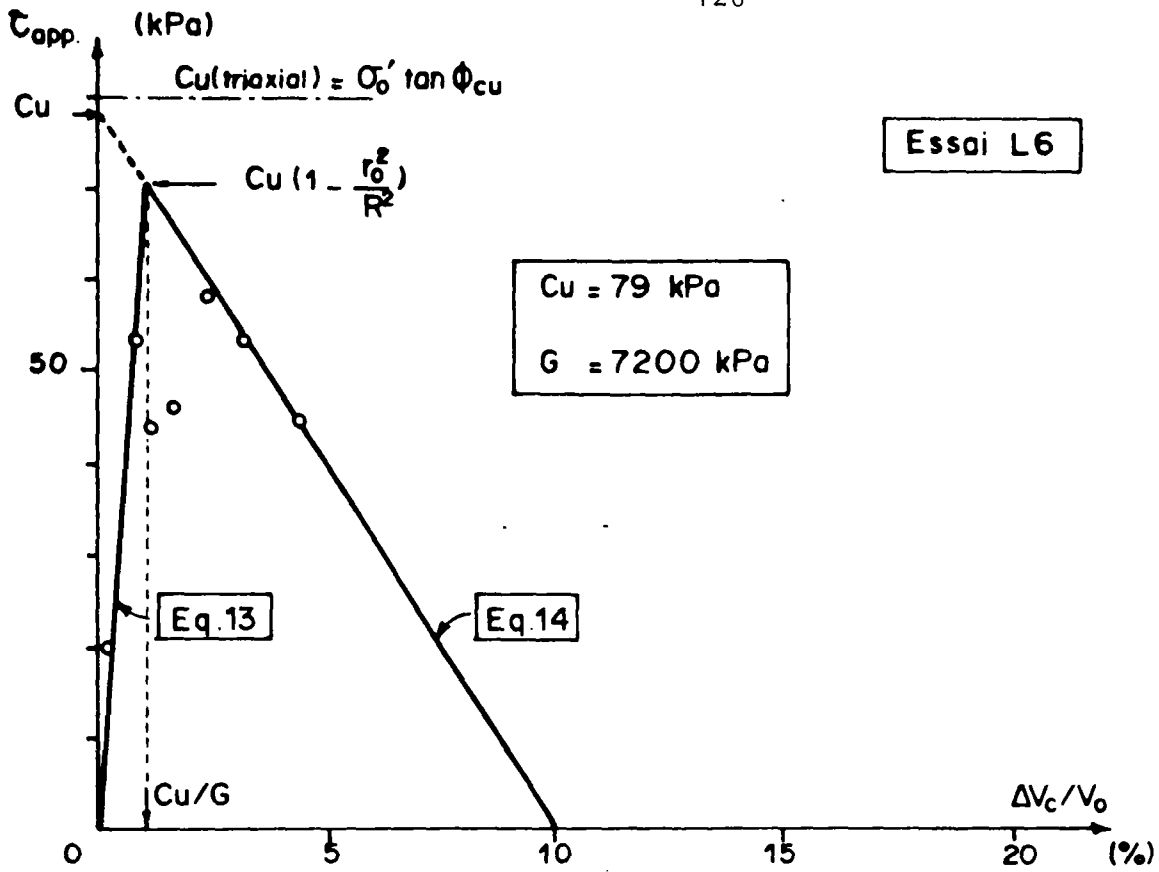


Fig. 16 - $\tau_{app} = f(2g_0 = \frac{\Delta V_c}{V_0})$ - Resultats obtenus sans lissage de la courbe $\sigma_c - P_0 = f(g_0)$

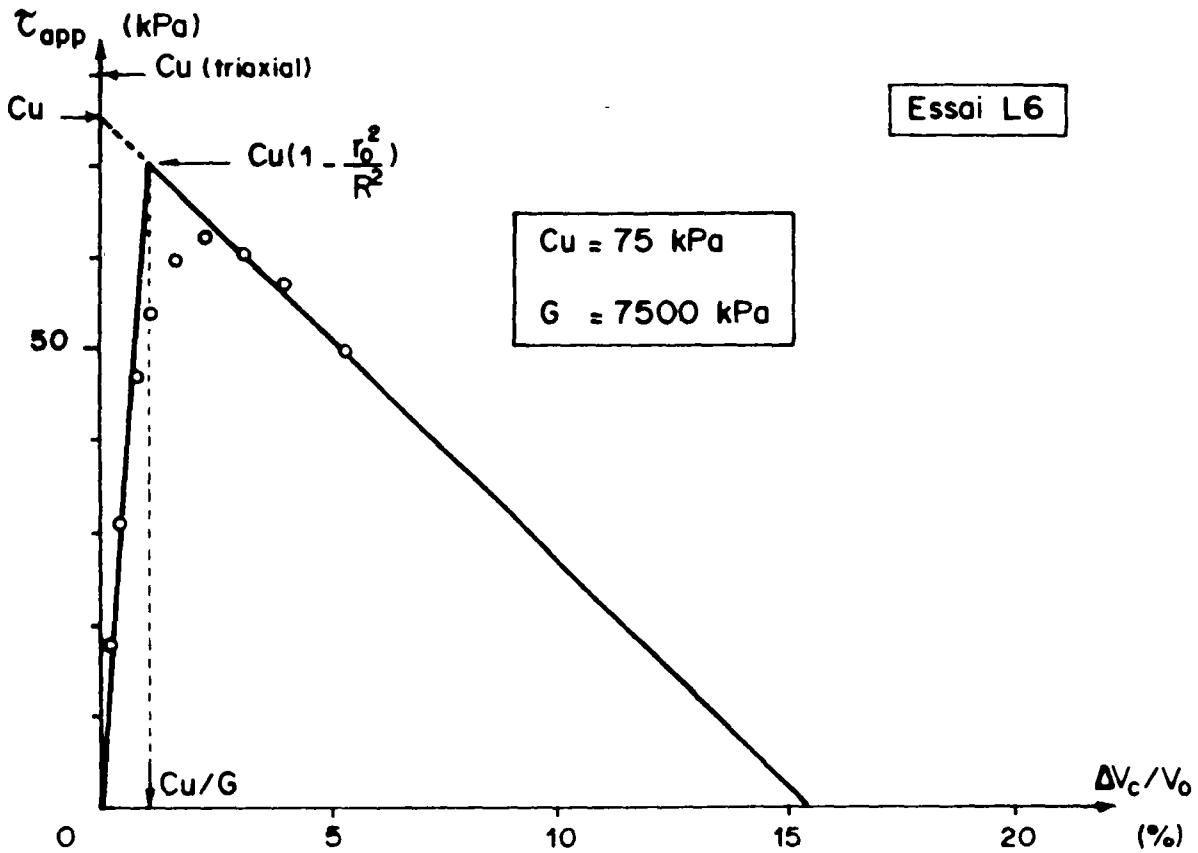


Fig. 17 - $\tau_{app} = f(2g_0 = \frac{\Delta V_c}{V_0})$ - Resultats obtenus apres lissage de la courbe $\sigma_c - P_0 = f(g_0)$

a été lissée en l'assimilant à une hyperbole. La courbe $\tau_{app}(g_o)$ ainsi déterminée (Figure 17) donne les caractéristiques suivantes :

$$C_u = 75 \text{ kPa} \quad \text{et} \quad G = 7500 \text{ kPa}$$

$$\text{soit : } \frac{C_u}{\sigma_o'} = 0,375 \quad \text{et} \quad \frac{G}{\sigma_o'} = 37,5 \text{ kPa}$$

La Figure 18 montre une comparaison entre la courbe d'expansion expérimentale et la courbe théorique calculée à partir des équations (4) et (10) en considérant respectivement $C_u = 70 \text{ kPa}$ et $G = 7000 \text{ kPa}$; $C_u = 80 \text{ kPa}$ et $G = 7300 \text{ kPa}$. Cette comparaison met en évidence une très bonne concordance entre la théorie et l'expérience.

Pour déterminer l'angle de frottement interne ϕ' on trace dans le plan $(q ; p)$ (Fig. 19) le chemin de contraintes totales suivi par le sol au bord de la cavité au cours de l'expansion. Ce chemin est donné par l'équation (17). La mesure de la pression interstitielle permet alors de tracer dans le plan $(q ; p')$ le chemin des contraintes effectives correspondant. La rupture est atteinte au point A pour lequel $q_f = C_u$. En traçant la droite intrinsèque passant par le point A on peut déterminer l'angle de frottement interne ϕ' . Pour l'essai L_6 on obtient $\phi' \approx 30,5^\circ$. Connaissant la valeur de $\Delta u(\rho_o)$ au point A pour laquelle on atteint la plastification au bord de la cavité ($\rho_f = \rho_o$ et $\sigma_c = \rho_f^o$) on peut calculer la valeur de α_f à partir de l'équation 9. On obtient :

$$\alpha_f = \frac{\Delta u(\rho_o) + \left(\frac{\rho_o}{\rho_R}\right)^2 \cdot C_u}{\sqrt{3} C_u} \approx 0,2$$

On remarque que cette valeur est inférieure à celle déterminée à partir d'essais non drainés à l'appareil triaxial. Ce résultat corrobore le fait bien connu que le coefficient α est fonction du chemin des contraintes effectives parcouru par le sol au cours de sa distorsion.

Sur la Figure 18, on montre une comparaison entre la courbe expérimentale des surpressions interstitielles générées par l'expansion $\Delta u(g_o)$ et la courbe théorique calculée à partir de l'équation 9 pour des pressions de cavité $\sigma_c > p_f^o$. Cette comparaison montre également une très bonne concordance entre la théorie et l'expérience.

Essai L₅ - La Figure 20 présente les courbes d'expansion $(\sigma_c - p_o) = f(2g_o = \Delta V_c/V_o)$ et $\Delta u(p_o) = f(2g_o = \Delta V_c/V_o)$ obtenues en analysant les résultats expérimentaux de l'essai L₅. Cet essai a été effectué à $p_o = 150$ kPa avec un palier de consolidation à $\sigma_c = 300$ kPa et avec un rayon initial de la cavité égale à $r_o = \frac{1}{5} R = 1$ cm.

La Figure 21 montre la courbe de $\tau_{app}(g_o)$ obtenue en dérivant la courbe d'expansion à partir des équations 13 et 14. On obtient pour les caractéristiques du sol :

$$C_u = 56 \text{ kPa} \quad \text{et} \quad G = 5100 \text{ kPa}$$

soit : $\frac{C_u}{\sigma_o'} = 0,36$ et $\frac{G}{C_u} = 34$

La Figure 22 montre la courbe de $\tau_{app}(g_o)$ obtenue en dérivant analytiquement la courbe d'expansion assimilée à une hyperbole. On remarque que dans le cas de cet essai le lissage de la courbe d'expansion

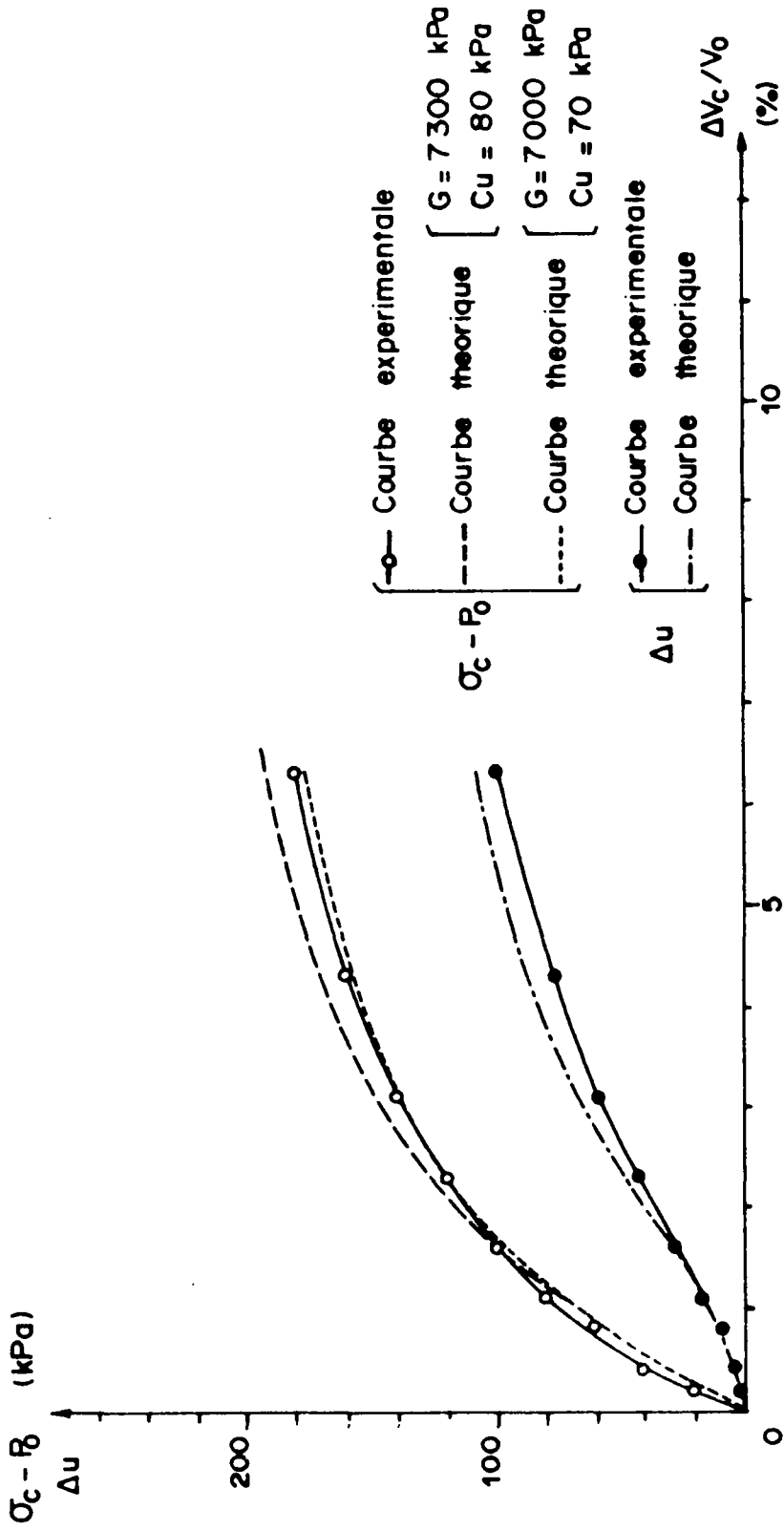


FIG. 18 - COMPARAISON ENTRE LES COURBES D'EXPANSION THEORIQUE ET EXPERIMENTALE - ESSAI L6

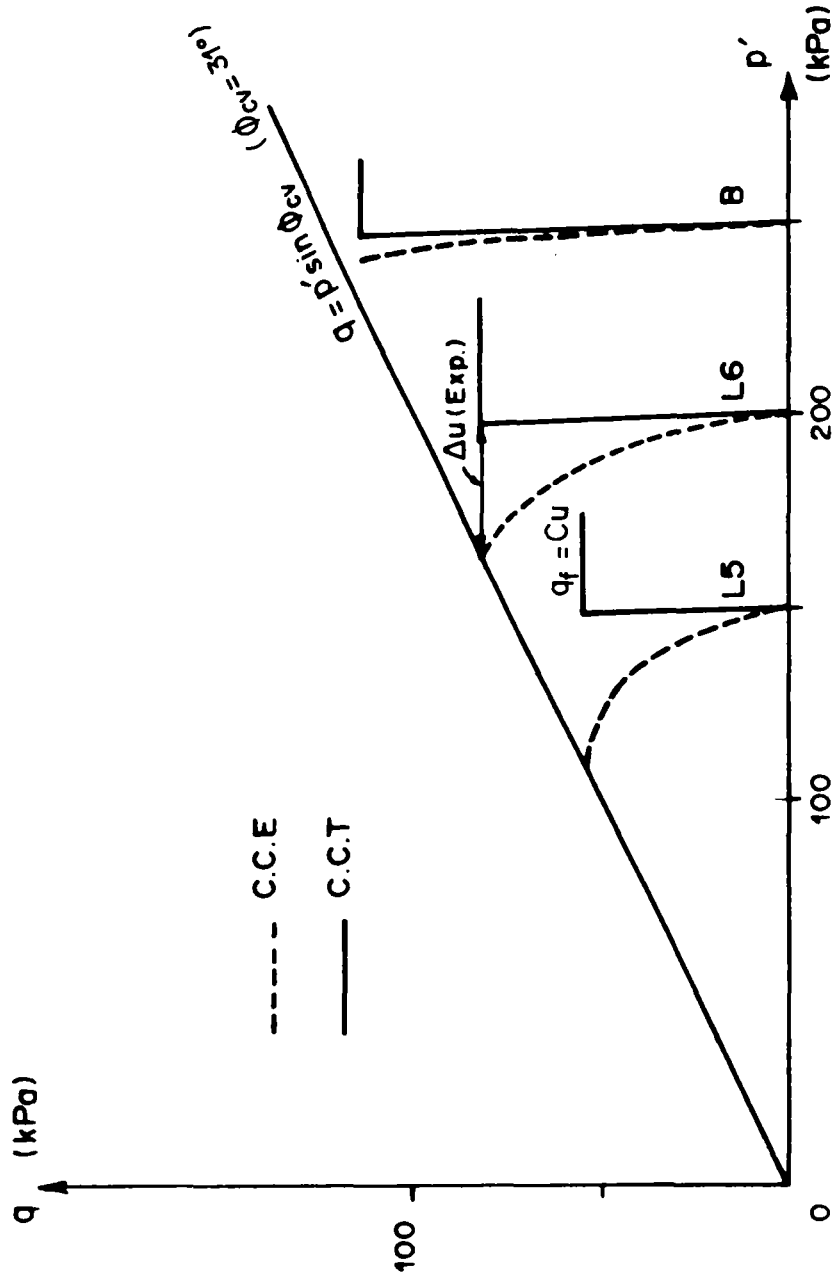


FIG. 19 - CHEMINS DES CONTRAINTES TOTALES CALCULES POUR UN SOL ELASTIQUE-PARFAITEMENT PLASTIQUE AU CYLINDRE CREUX ET CHEMIN DES CONTRAINTES EFFECTIVES DEDUITES DES VALEURS MEASUREES DE Δu

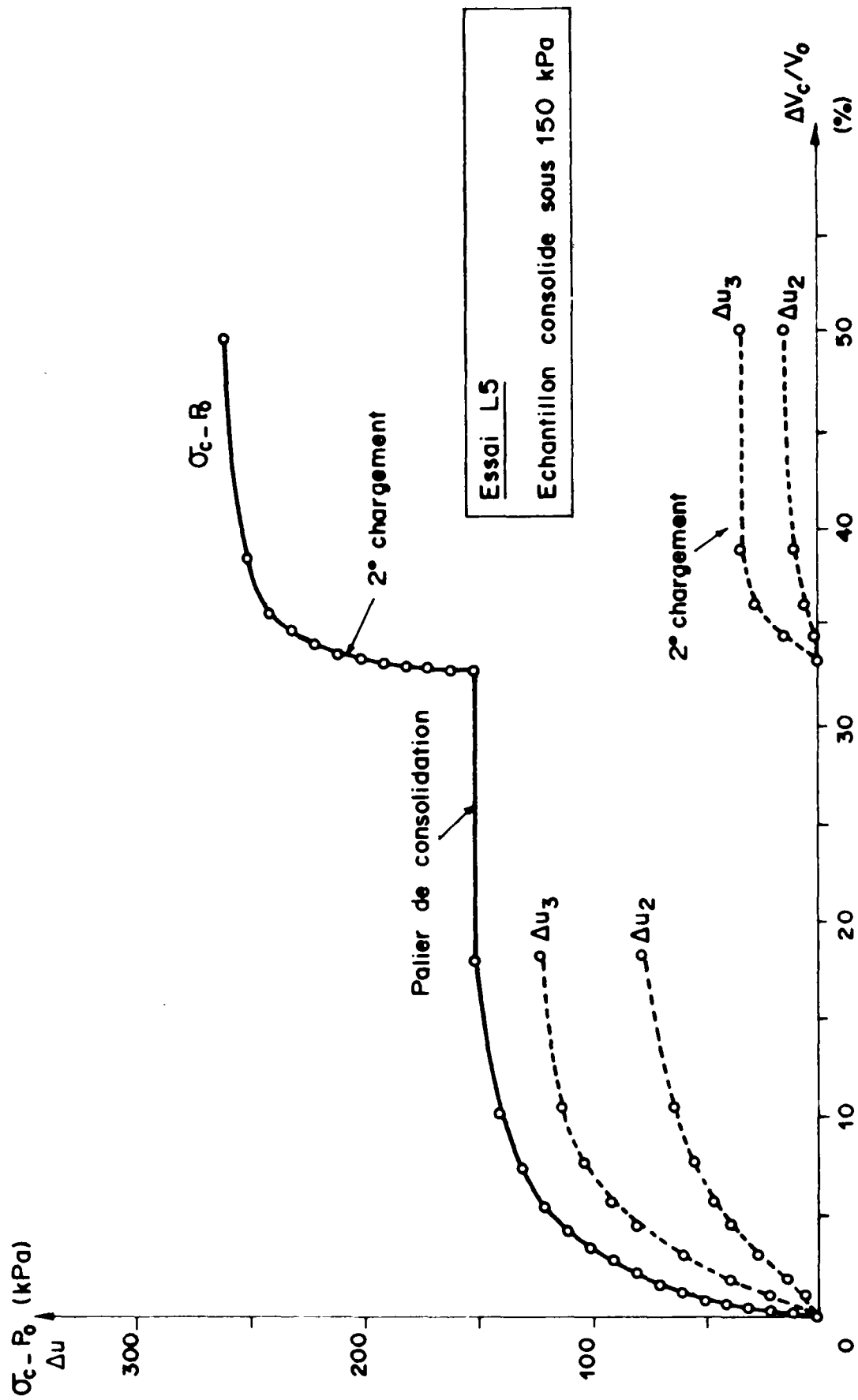


FIG. 20 - COURBE D'EXPANSION EXPERIMENTALE (ESSAI L5 - LIMON DE JOSSIGNY)

Essai L5

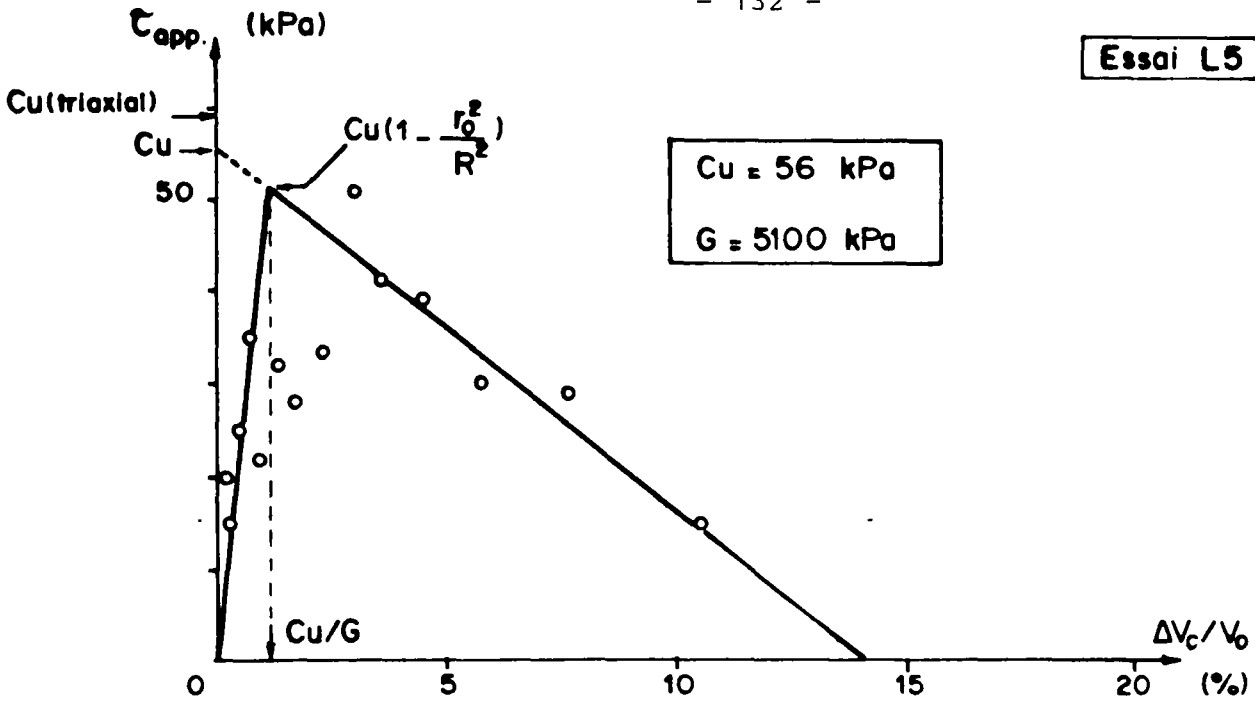


Fig. 21 - $\tau_{app.} = f(2q_0 = \frac{\Delta V_c}{V_0})$ - Resultats obtenus sans lissage de la courbe $\sigma_c - P_0 = f(q_0)$

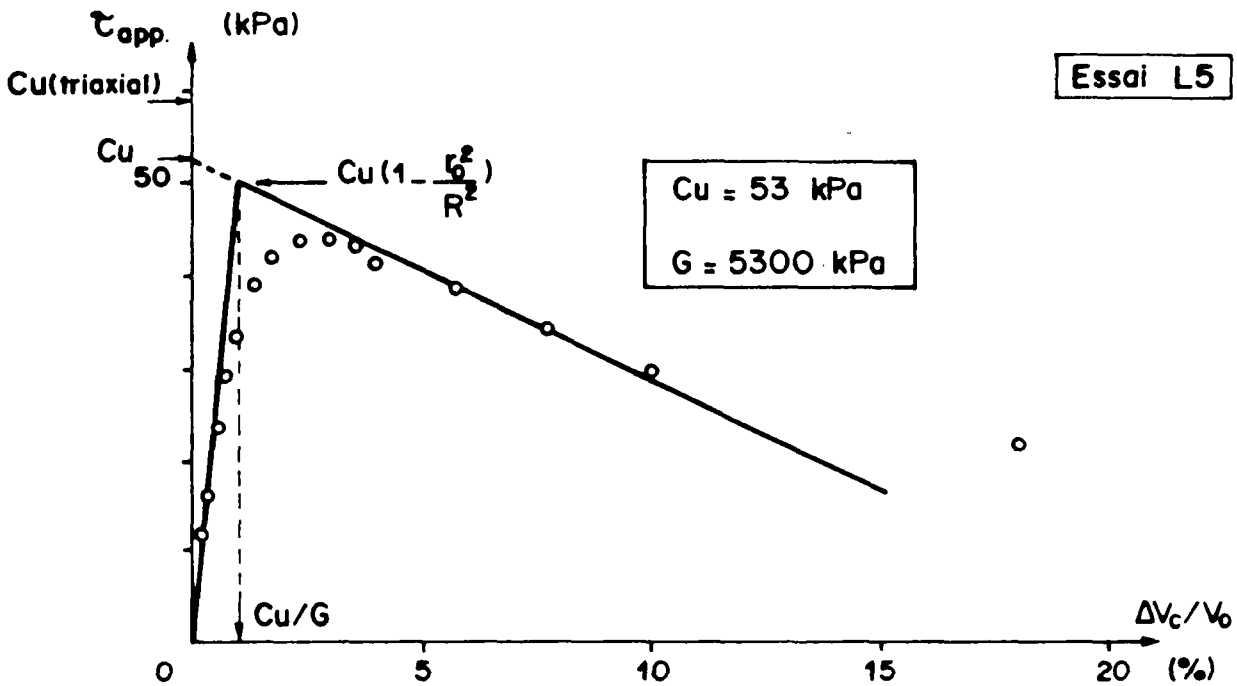


Fig. 22 - $\tau_{app.} = f(2q_0 = \frac{\Delta V_c}{V_0})$ - Resultats obtenus après lissage de la courbe $\sigma_c - P_0 = f(q_0)$

est nécessaire pour éliminer la dispersion des résultats expérimentaux (voir Figure 22) et améliorer ainsi la précision des valeurs des caractéristiques du sol. On obtient :

$$C_u = 53 \text{ kPa} \quad \text{et} \quad G = 5300 \text{ kPa}$$

$$\text{soit : } \frac{C_u}{\sigma_o'} = 0,35 \quad \text{et} \quad \frac{G}{\sigma_o'} = 35$$

Ces caractéristiques sont en bon accord avec celles déterminées à partir de l'essai L_6 ainsi qu'à partir des essais non drainés à l'appareil triaxial.

La Figure 23 montre une comparaison entre la courbe d'expansion expérimentale et la courbe théorique calculée à partir des équations (4) et (10) en considérant respectivement : $C_u = 52 \text{ kPa}$ et $G = 5600 \text{ kPa}$; $C_u = 52 \text{ kPa}$ et $G = 4700 \text{ kPa}$. Cette comparaison corrobore la bonne concordance entre la théorie et l'expérience. En traçant les chemins de contraintes totales et effectives dans les plans $(q ; p)$ et $(q ; p')$ sur la Figure 19 on obtient un angle de frottement interne $\phi' = 32^\circ$. La valeur de α_f déterminée à partir de l'équation (9) est d'environ $\alpha_f = 0,36$. Sur la Figure 23 on montre une comparaison entre la courbe expérimentale des surpressions interstitielles générées par l'expansion $\Delta u(g_o)$ et la courbe théorique calculée à partir de l'équation (9) pour des pressions de cavité $\sigma_c > p_f^o$. Cette comparaison confirme la concordance entre la théorie et l'expérience.

Essai B - La Figure 2 présente les courbes d'expansion

$$(\sigma_c - p_o) = f(2g_o = \Delta V_c / V_o) \quad \text{et} \quad \Delta u(p_o) = f(2g_o = \Delta V_c / V_o) \quad \text{obtenues en analysant}$$

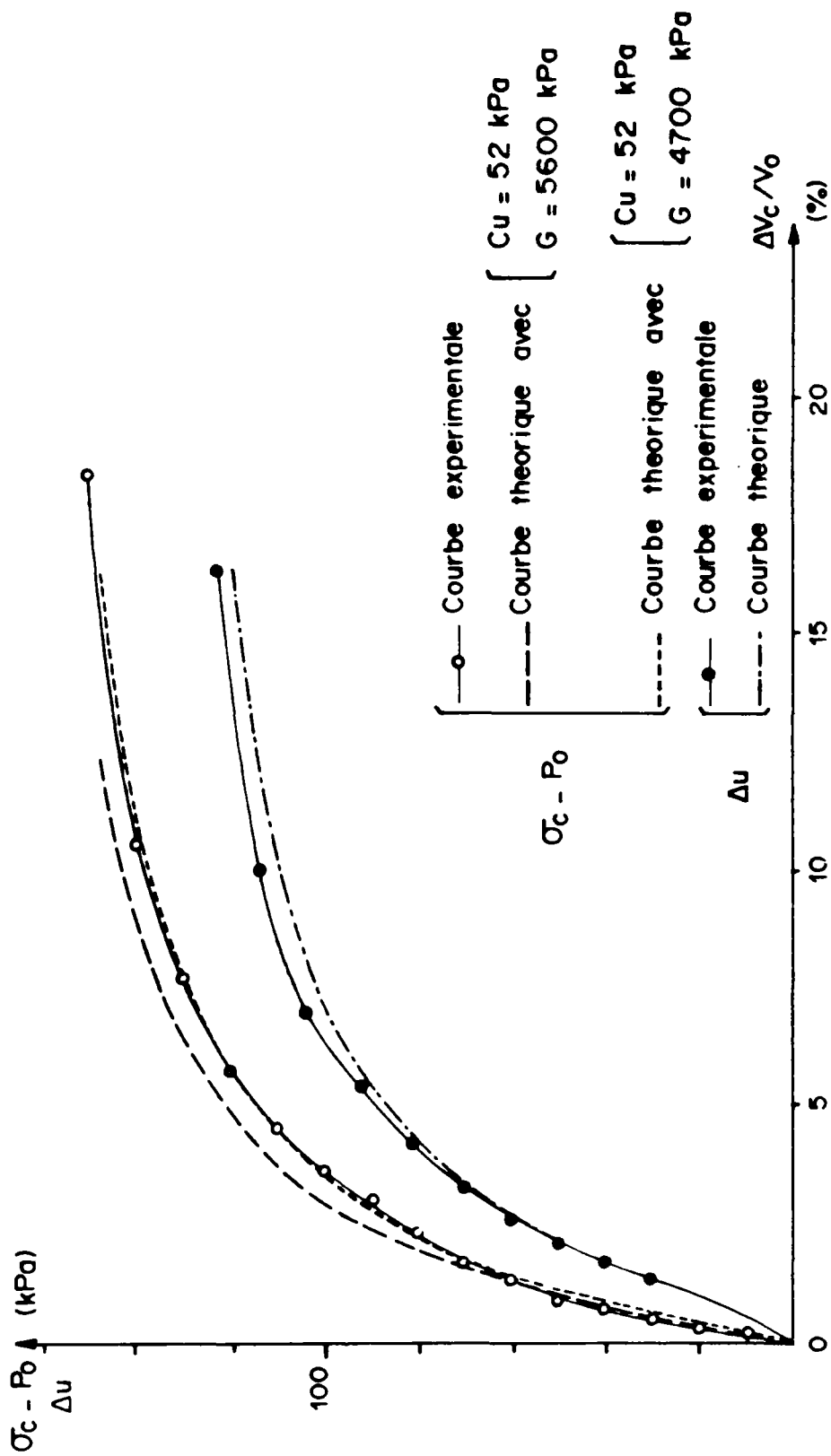


FIG. 23 - COMPARAISON ENTRE LES COURBES D'EXPANSION THEORIQUE ET EXPERIMENTALE - ESSAI L5

les résultats expérimentaux de l'essai B. Cet essai a été effectué après une consolidation sous un état de contrainte anisotrope de

$$\sigma_a = \frac{1}{K_0} p_0 = 356 \text{ kPa} \text{ et } \sigma_c = \sigma_R = p_0 = 250 \text{ kPa, le rayon initial de la cavité étant } r_0 = \frac{1}{5} R = 1 \text{ cm.}$$

La Figure 24 montre la courbe de $\tau_{app} (q_0)$ calculée à partir des équations 13 et 14 en dérivant analytiquement la courbe d'expansion assimilée à une hyperbole, on obtient pour les caractéristiques du sol :

$$C_u = 100 \text{ kPa} \quad \text{et} \quad G = 10000 \text{ kPa}$$

$$\text{soit : } \frac{C_u}{p_0} = 0,40 \quad \text{et} \quad \frac{G}{p_0} = 40$$

On note que ces valeurs sont relativement plus élevées que celles obtenues à partir de deux essais décrits précédemment (L_5 et L_6). En effet, comme il a été noté plus haut, la contrainte de consolidation moyenne que le sol a subi au cours de l'essai est supérieure à p_0 . A titre de comparaison elle peut être évaluée en considérant une valeur moyenne égale à :

$$\sigma_0^m = \frac{1}{3} [\sigma_a + 2 \sigma_R] \cong 290 \text{ kPa}$$

$$\text{On en déduit : } \frac{C_u}{\sigma_0^m} = 0,34 \quad \text{et} \quad \frac{G}{\sigma_0^m} = 34$$

La Figure 25 montre que la courbe d'expansion théorique calculée en considérant ces caractéristiques à partir des équations (4) et (10) est en bon accord avec la courbe expérimentale. Sur la Figure 19 on a tracé les chemins des contraintes totales et effectives obtenus pour cet essai. On remarque que ces résultats conduisent à un angle de frottement

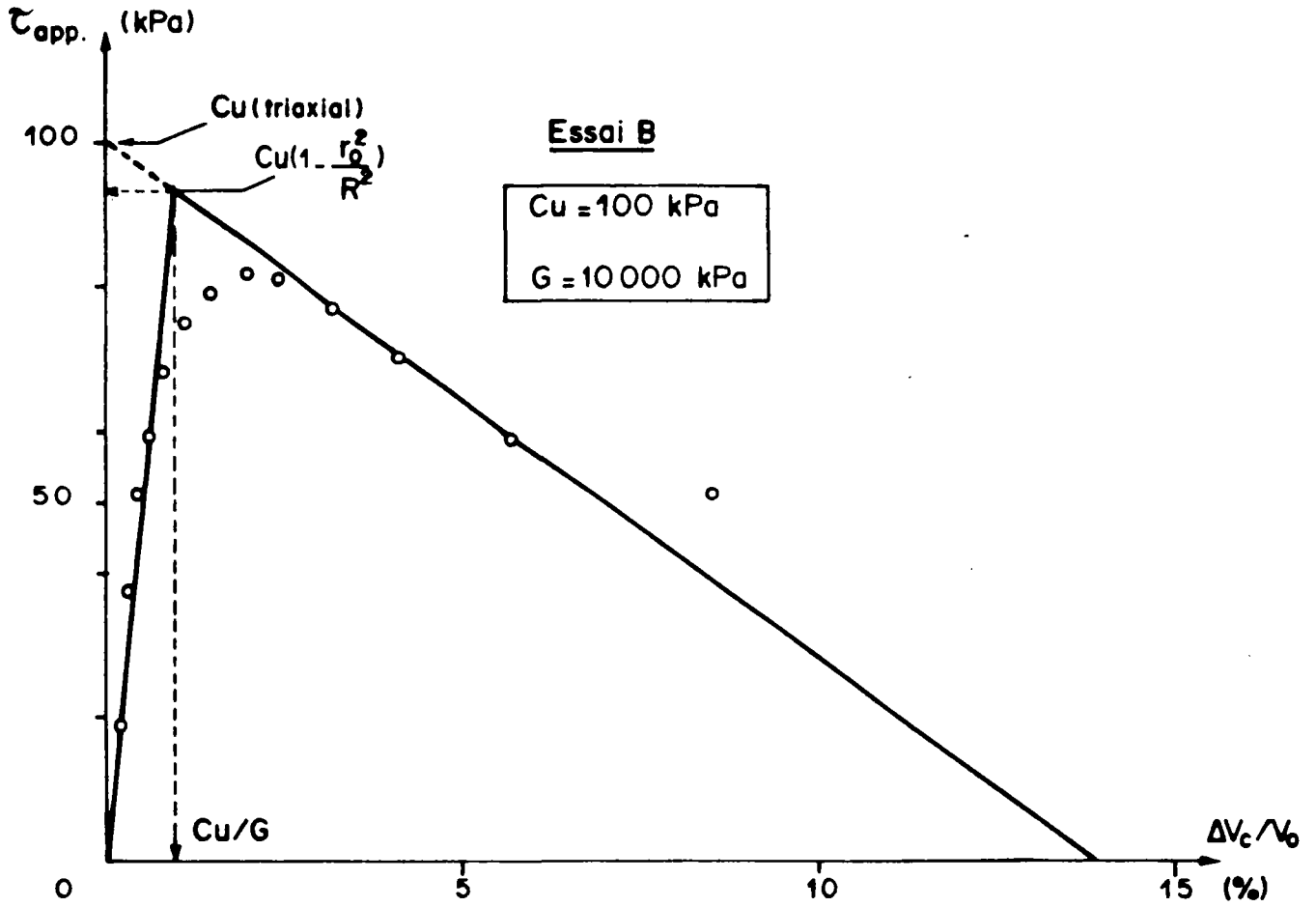


Fig:24 - $\tau_{app.} = f(2g_0 = \frac{\Delta V_c}{V_0})$ — Essai B

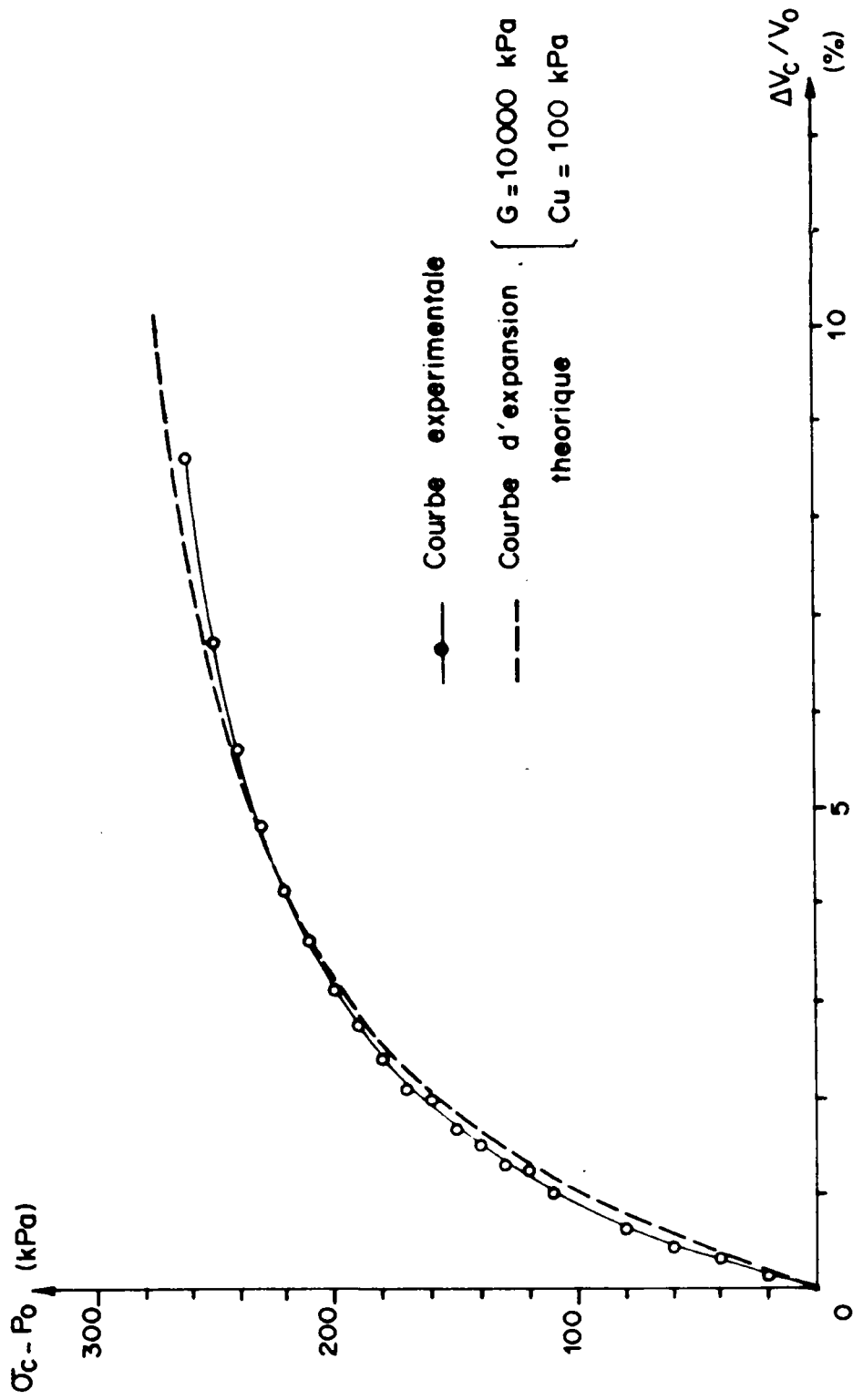


FIG. 25 - COMPARAISON ENTRE LES COURBES D'EXPANSION THEORIQUE ET EXPERIMENTALE - ESSAI B

interne $\phi' = 30^\circ$ qui est légèrement inférieur à celui déterminé à partir d'essais précédents. Cet écart qui reste inférieur à 5% est essentiellement dû aux valeurs plus faibles des pressions interstitielles enregistrées au début de cet essai (voir Figure 2). On note cependant que l'anisotropie de l'état des contraintes au cours de la consolidation ne semble pas avoir un effet significatif sur la réponse du sol à l'expansion.

III.4.b. - Analyse en contraintes effectives de l'expansion non drainée

Comme il a été noté plus haut dans le cas d'un essai pressiométrique la courbe de cisaillement $q(g)$ peut être dérivée de la courbe d'expansion $\sigma_c - p_o = f(g_o)$ en utilisant l'équation 12. En mesurant la surpression interstitielle lors d'un essai pressiométrique au bord de la cavité on peut ainsi déterminer expérimentalement et indépendamment de toute hypothèse sur la loi du comportement du sol le chemin des contraintes effectives parcouru par le sol au cours de l'essai. Connaissant le chemin des contraintes effectives on peut alors déterminer les caractéristiques effectives (dans le cas étudié l'angle de frottement interne) du squelette du sol.

En effet on a pour un sol normalement consolidé à l'état d'écoulement plastique :

$$\sin \phi' = \frac{q}{p'} = \frac{q}{\sigma_c - q - \Delta u(\rho_o)} \dots \dots \dots (30)$$

où : q est obtenue à partir de l'équation 12

$$\text{et : } p' = \sigma'_r - q = \sigma_c - q - \Delta u(\rho_o)$$

Dans le cas du cylindre creux cette approche n'est plus valable, compte-tenu des conditions imposées aux limites de l'échantillon. En effet, comme le montre la Figure 26, les chemins des contraintes effectives obtenus au bord de la cavité ($\rho = \rho_0$) pour les essais L₅ ; L₆ et B en considérant les valeurs de q calculées à partir de l'équation 12 ne traduisent pas le comportement réel du sol et conduisent à une valeur irréaliste de l'angle de frottement interne (la valeur calculée de ϕ est 16°).

Pour interpréter les essais d'expansion non drainée au cylindre creux on a utilisé la fonction de charge :

$$f(q ; \gamma) = q/p' - h(\gamma) = 0$$

déterminée expérimentalement à partir d'essais drainés et non drainés à l'appareil triaxial. En effet, les essais à l'appareil triaxial ont permis de confirmer l'unicité de cette fonction qui est donc considérée indépendante du chemin de contraintes effectives parcouru par le sol au cours de l'essai.

La contrainte déviatorique au bord de la cavité est donc donnée par :

$$q = p' \cdot h(\gamma) = \frac{h(\gamma)}{1 + h(\gamma)} [\sigma_c - \Delta u(\rho_0)] \dots \dots \dots (31)$$

La distorsion γ au bord de la cavité est donnée par :

$$\gamma = \sqrt{3} \varepsilon_{\alpha}(\rho_0) \cong \sqrt{3} q_0$$

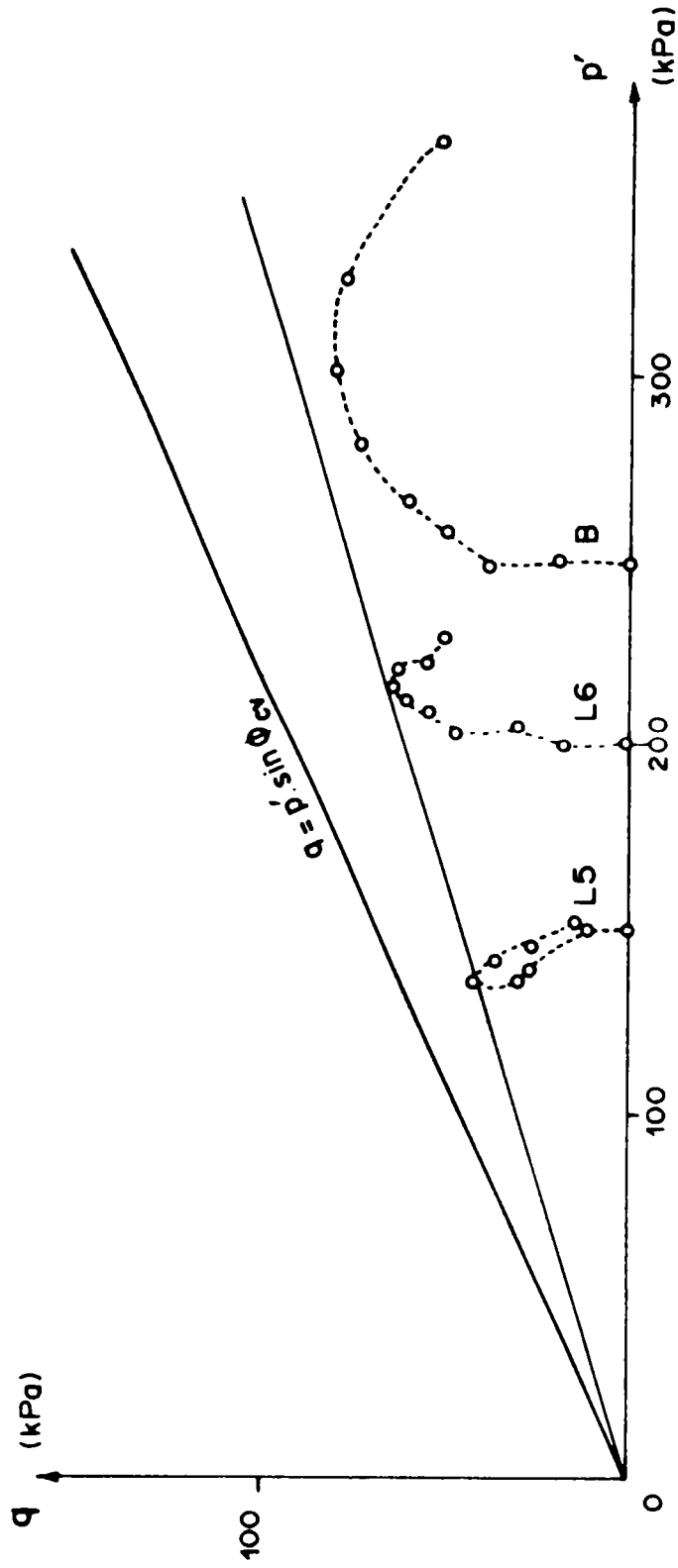


FIG. 26 - CHEMINS DES CONTRAINTE EFFECTIVES, VALEURS DE Q
CALCULEES EN DERIVANT LES COURBES D'EXPANSION
(EQUATION - 12)

Les Figures 27 et 28 montrent pour les essais L₅ et L₆ et B les courbes de cisaillement calculées à partir de l'équation 31 ainsi que celles calculées à partir de l'équation 12. La divergence entre ces courbes met en évidence l'effet des conditions aux limites sur la réponse du sol à l'expansion.

La Figure 29 présente les chemins des contraintes effectives obtenues pour les essais L₅ ; L₆ ; et B en considérant les valeurs de la contrainte déviatorique q calculées à partir de l'équation 31. Ces chemins des contraintes effectives semblent indiquer que la distorsion du sol au début de l'essai s'effectue à contrainte moyenne effective p' pratiquement constante (p' = p₀). A titre de comparaison on a présenté sur cette figure également les chemins des contraintes effectives déduits de l'analyse en contraintes totales décrite précédemment. On note que l'écart est particulièrement marqué dans le cas de l'essai B pour lequel, comme il a été noté plus haut, les valeurs mesurées des pressions interstitielles semblent être trop faibles.

Le paramètre de compressibilité plastique - η peut être calculé à partir de l'équation 26 en considérant pour une expansion non drainée au cylindre creux :

$$\sigma_z = \frac{1}{2} (\sigma_r + \sigma_o) \Rightarrow \sigma_{oct} = p = \frac{\sigma_r + \sigma_o}{2}$$

$$d\epsilon_v^e = \frac{1 - 2\nu'}{E'} 3 d\sigma_{oct}' = \frac{1 - 2\nu'}{E'} dp'$$

$$d\gamma^e = \frac{d\tau_{oct}}{2G} = \frac{\sqrt{3}}{2G} dq ; p' = \frac{q}{f(\gamma)}$$

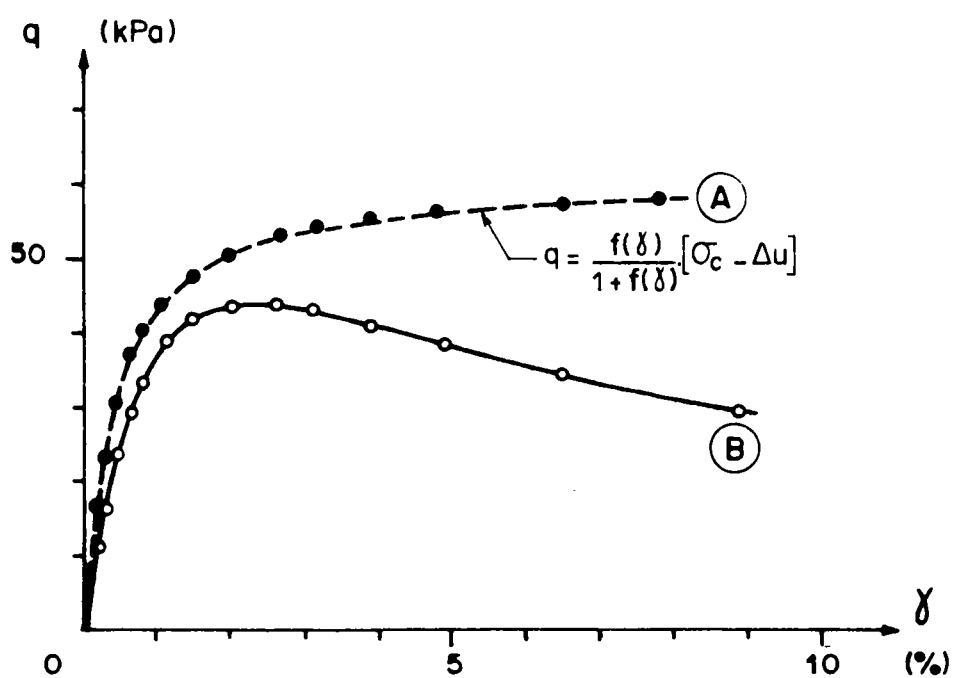


FIG. 27 - EFFET DES CONDITIONS AUX LIMITES SUR LA COURBE DE CISAILLEMENT - ESSAI L5 :

- $q = q(\gamma)$ {
- A - A PARTIR D'UNE ANALYSE EN CONTRAINTES EFFECTIVES
 - B - EN DERIVANT LA COURBE D'EXPANSION EXPERIMENTALE

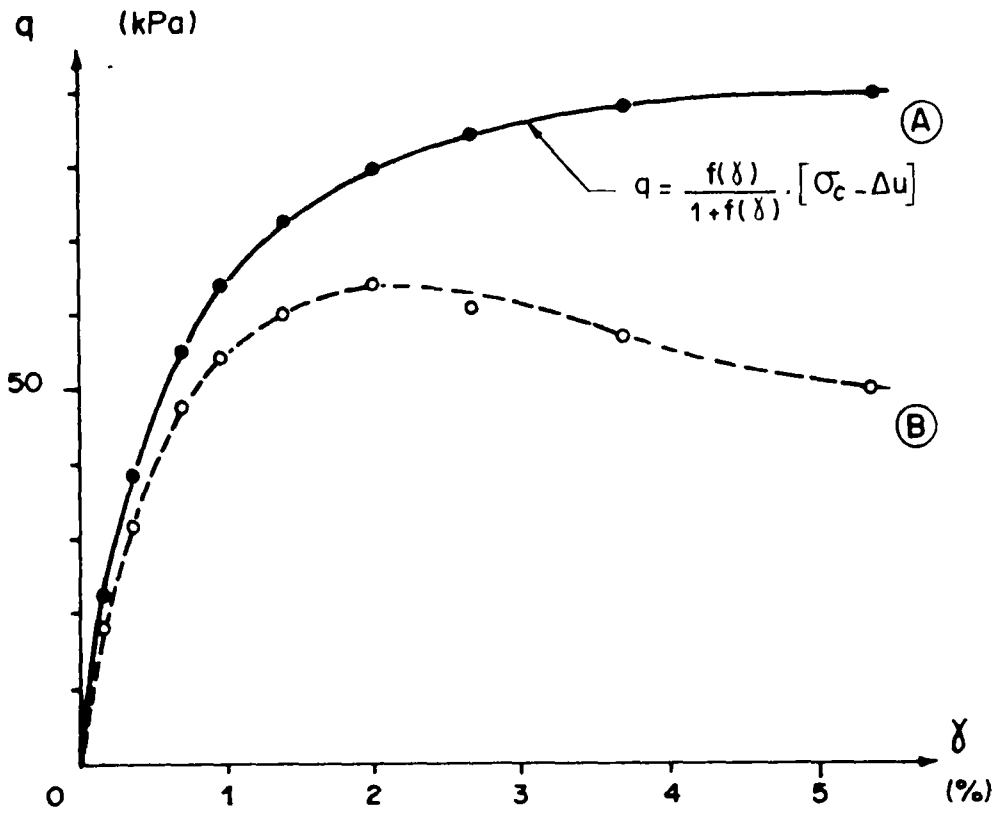


FIG. 28 - EFFET DES CONDITIONS AUX LIMITES SUR LA COURBE DE CISAILLEMENT - ESSAI L6 :

- $q = q(\gamma)$ {
- A - A PARTIR D'UNE ANALYSE EN CONTRAINTES EFFECTIVES
 - B - EN DERIVANT LA COURBE D'EXPANSION EXPERIMENTALE

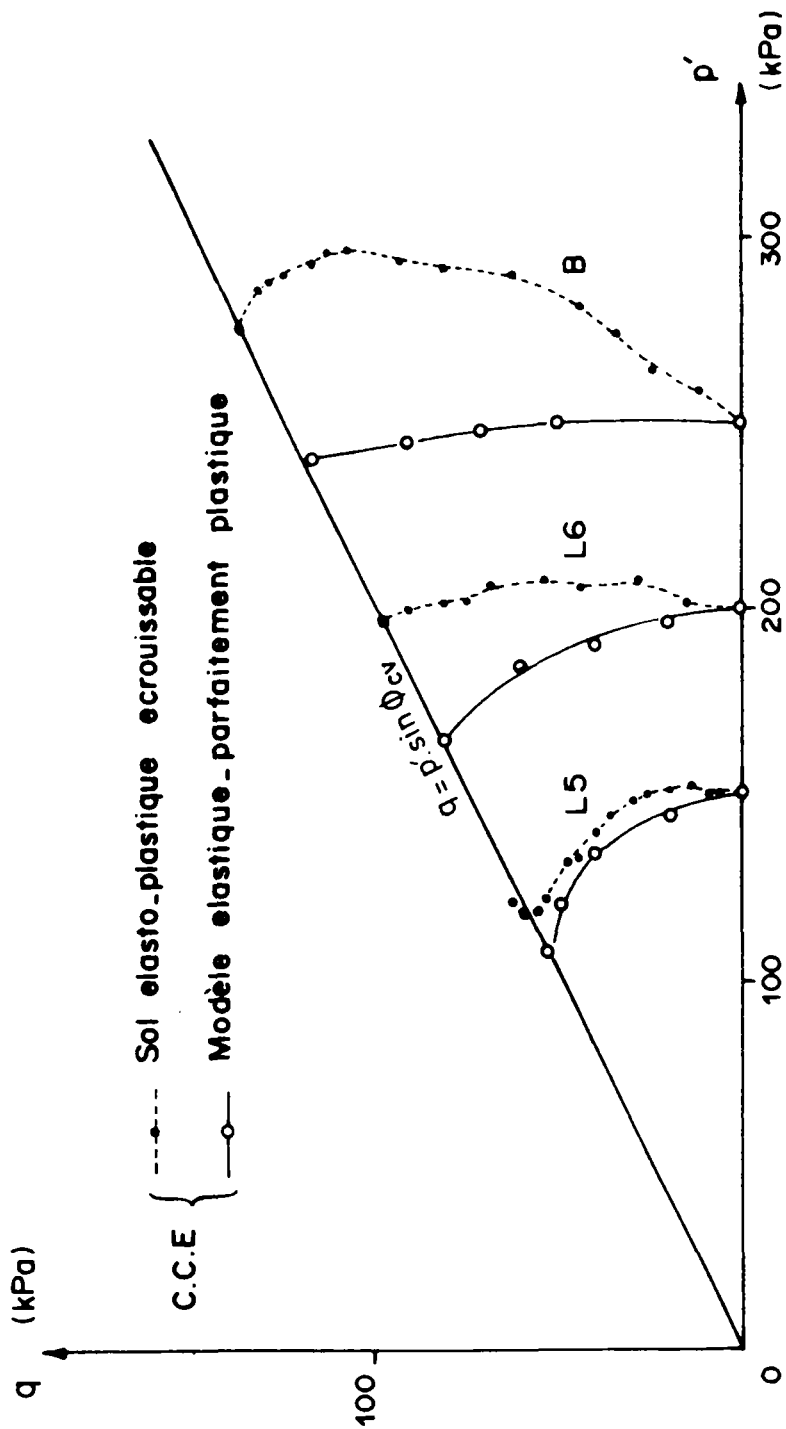
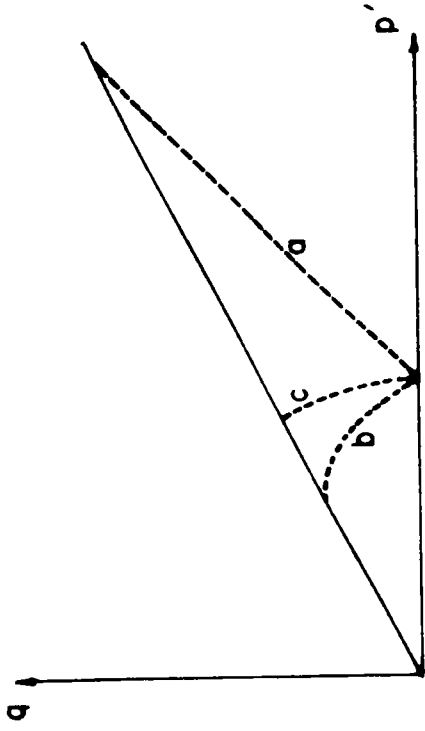
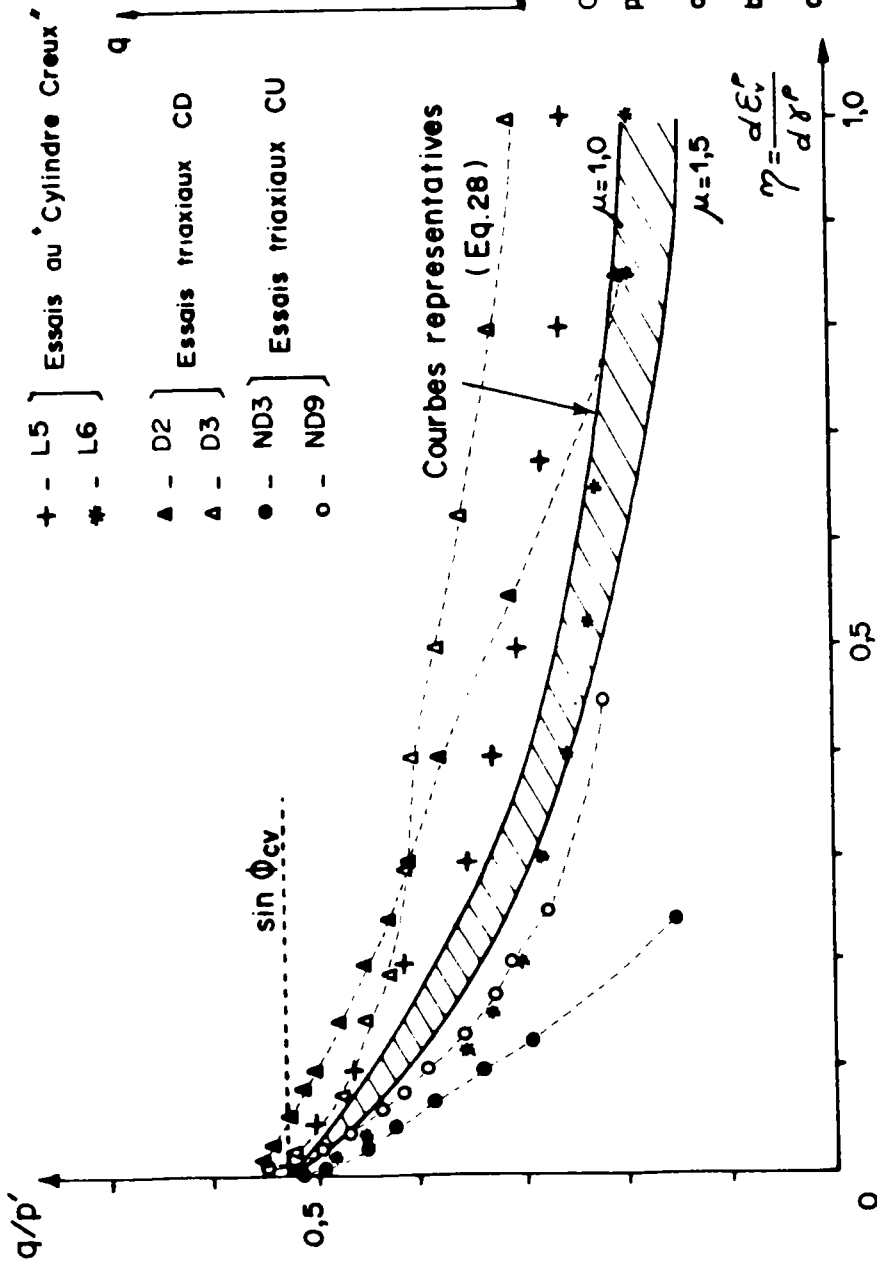


FIG. 29 - CHEMINS DES CONTRAINTES EFFECTIVES CALCULES A PARTIR D'UNE ANALYSE EN CONTRAINTES EFFECTIVES ET D'UNE ANALYSE EN CONTRAINTES TOTALES AVEC Δu .

$$\text{donc : } \eta = \frac{d\varepsilon_v - d\varepsilon_v^e}{d\gamma - d\gamma^e} = - \frac{3(1 - 2\nu')}{E'} \frac{\frac{dp'}{d\gamma}}{1 - \frac{\sqrt{3}}{2G} \frac{dq}{d\gamma}} \dots\dots\dots (32)$$

Pour réduire la dispersion des résultats expérimentaux et augmenter ainsi la précision des calculs la courbe expérimentale $q(\gamma)$ a été lissée en l'assimilant à une hyperbole et la fonction $\eta(q/p')$ a été calculée à partir de l'équation 32 en dérivant analytiquement les fonctions $q(\gamma)$ et $p'(\gamma)$.

Sur la Figure 30a on compare les courbes $\eta(q/p')$ ainsi déterminées pour les essais L_5 et L_6 avec celles déterminées à partir d'essais drainés et non drainés à l'appareil triaxial. On remarque que les courbes obtenues pour les essais d'expansion non drainée au cylindre creux sont incluses dans un faisceau ayant pour borne supérieure les courbes obtenues à partir d'essais de compression triaxiale drainée et pour borne inférieure les courbes obtenues à partir d'essais de compression triaxiale non drainée. Ce résultat confirme que la fonction $\eta(q/p')$ dépend du chemin des contraintes effectives parcouru par le sol; le chemin des contraintes effectives généré par une expansion non drainée au cylindre creux étant, comme le montre la Figure 30b, un chemin intermédiaire entre celui résultant d'une compression triaxiale drainée et celui correspondant à une compression triaxiale non drainée. Cependant, dans le domaine des chemins des contraintes effectives considéré on peut représenter ce faisceau par une courbe hyperbolique (équation 28) ayant pour pente à l'origine le module $\mu = 1,5$.



Chemins des contraintes effectives parcourus par le sol lors des différents essais :

- a) - Essai triaxial Consolidé Drainé $\sigma_3 = \text{constante}$
- b) - Essai triaxial Consolidé Non Drainé $\sigma_3 = \text{constante}$
- c) - Expansion Non Drainée au "Cylindre Creux"

FIG. 30 - VARIATION DU PARAMETRE DE COMPRESSIBILITE PLASTIQUE η LORS DES ESSAIS A CHEMINS DE CONTRAINTES DIFFERENTS

III.4.c - Etude paramétrique

Les variables principales de cette étude concernaient :

- le mode opératoire (élancement de l'échantillon, moyens d'antifrettage, nombre des drains, etc...)
- la vitesse de chargement (amplitude et durée de l'incrément de la pression de cavité σ_c).
- la contrainte isotrope de consolidation - p_o .
- la géométrie de l'échantillon définie par le rapport r_o/R .
- l'effet d'un palier de consolidation à σ_c constante.

Effets de la vitesse de chargement et de la contrainte de consolidation

Les essais ont montré une très bonne concordance entre les résultats expérimentaux d'essais d'expansion non drainée à contrainte contrôlée effectués au cylindre creux et ceux d'essais de compression triaxiale non drainée, à vitesse de déplacement contrôlée, effectués à l'appareil triaxial. On en déduit que dans le cas du sol (argile limoneuse, peu plastique) utilisé pour cette étude la vitesse et le mode de chargement (à contrainte contrôlée ou à vitesse de déplacement contrôlée) n'ont pas un effet significatif sur la réponse du sol à la sollicitation appliquée.

Cependant, le nombre d'essais effectués n'est pas encore suffisant pour conclure. Le comportement du sol dépend de la contrainte isotrope de consolidation p_0 et, comme le montre les résultats expérimentaux analysés ci-dessus, les caractéristiques du sol (C_u et G) sont pratiquement proportionnelles à cette contrainte.

Effet de la géométrie de l'échantillon

Tous les essais effectués avec la cellule conçue pour recevoir des échantillons à géométrie $r_0/R = 0,1$ ($r_0 = 0,5$ cm) ont donné des courbes d'expansion qui sont dans le plan $[\sigma_c - p_0 ; g_0]$ au dessous des courbes d'expansion obtenues avec des échantillons à géométrie $r_0/R = 0,2$ consolidés sous la même contrainte de consolidation p_0 . Ce résultat qui est contraire à ce que prévoit la théorie semble être lié à des problèmes inhérents à l'appareillage. Ces difficultés ne permettent donc pas de conclure actuellement sur l'effet de ce paramètre.

Effet d'un palier de consolidation sur la courbe d'expansion

Les essais L_5 et L_6 (Figures 15 et 20) montrent qu'un palier de consolidation à $\sigma_c = C^{te}$ après une première expansion non drainée a un effet significatif sur le comportement du sol. Il a pour conséquences de "rigidifier" le sol et d'augmenter sa résistance au cisaillement. Ainsi, lors de l'essai L_5 on a augmenté la pression de cavité jusqu'à la valeur $\sigma_c - p_0 = 150$ kPa. A cette pression le sol a pratiquement atteint l'état limite (variation continue du volume de la cavité à pression de cavité

constante). On a ouvert le drainage pour permettre une dissipation des surpressions interstitielles pendant 24 heures. A la fin de cette consolidation on a procédé à une deuxième phase d'expansion non drainée jusqu'à la rupture. On remarque que la consolidation a eu pour effet d'augmenter la pression de cavité nécessaire pour atteindre l'état limite d'environ 100 kPa. On note également que la pente à l'origine de la courbe d'expansion obtenue lors de la deuxième phase est proche de celle obtenue pour cette courbe lors de la première phase. On remarque cependant que cette comparaison est purement qualitative car à la fin de la consolidation l'état des contraintes dans l'échantillon n'est plus homogène et cela rend difficile l'interprétation de la courbe d'expansion correspondante.

III.5. - ESSAIS DE CONSOLIDATION AU CYLINDRE CREUX

Comme il a été noté plus haut (II.4) l'analyse de la dissipation des surpressions interstitielles mesurées à l'arrêt de l'expansion lorsqu'on maintient la pression de cavité σ_c constante doit permettre une détermination expérimentale du coefficient de consolidation radiale c_r du sol. Connaissant le module au cisaillement G on peut alors calculer le coefficient de perméabilité du sol à partir de l'équation (25).

On présente l'analyse d'un palier de consolidation sous pression de cavité constante effectué lors de l'essai L_5 . L'analyse de la consolidation radiale sous pression isotrope avant l'expansion permet de déterminer le coefficient de consolidation radiale c_r . Puis, l'analyse

de la dissipation radiale des surpressions interstitielles sous pression de cavité constante conduit à calculer une valeur C_r^{th} en fonction de l'hypothèse émise sur la distribution initiale des surpressions interstitielles générées par l'expansion. La comparaison entre la valeur calculée C_r^{th} et la valeur du coefficient C_r déduite de l'analyse de la consolidation radiale sous pression isotrope permet alors de vérifier l'approche proposée pour la détermination expérimentale de ce coefficient.

La Figure 31 présente les isochrones expérimentales des surpressions interstitielles mesurées au cours de ce palier de consolidation radiale sous pression de cavité constante. On rappelle (voir tableau I) que lors de l'essai L_5 ($p_o = 150$ kPa) le palier de consolidation a été effectué sous une pression de cavité de $\sigma_c = 300$ kPa.

Consolidation radiale sous pression isotrope au cylindre creux

Les Figures 32 et 33 montrent une comparaison entre les courbes théoriques de dissipation radiale des surpressions interstitielles sous pression isotrope ($\sigma_a = \sigma_c = \sigma_R = p_o$) et les résultats expérimentaux.

Les courbes théoriques sont calculées à partir de la résolution numérique de l'équation (24) en considérant une distribution initiale uniforme des surpressions interstitielles et différentes valeurs du coefficient C_r . Ces courbes donnent pour les deux rayons des points de mesure des pressions interstitielles $r = 16$ mm (Figure 32) et $r = 30$ mm (figure 33) les variations théoriques des surpressions interstitielles normalisées $(\Delta u(t)/\Delta u_i)$: où Δu_i est la surpression interstitielle initiale au rayon considéré) en fonction du temps - t pour différentes valeurs du C_r .

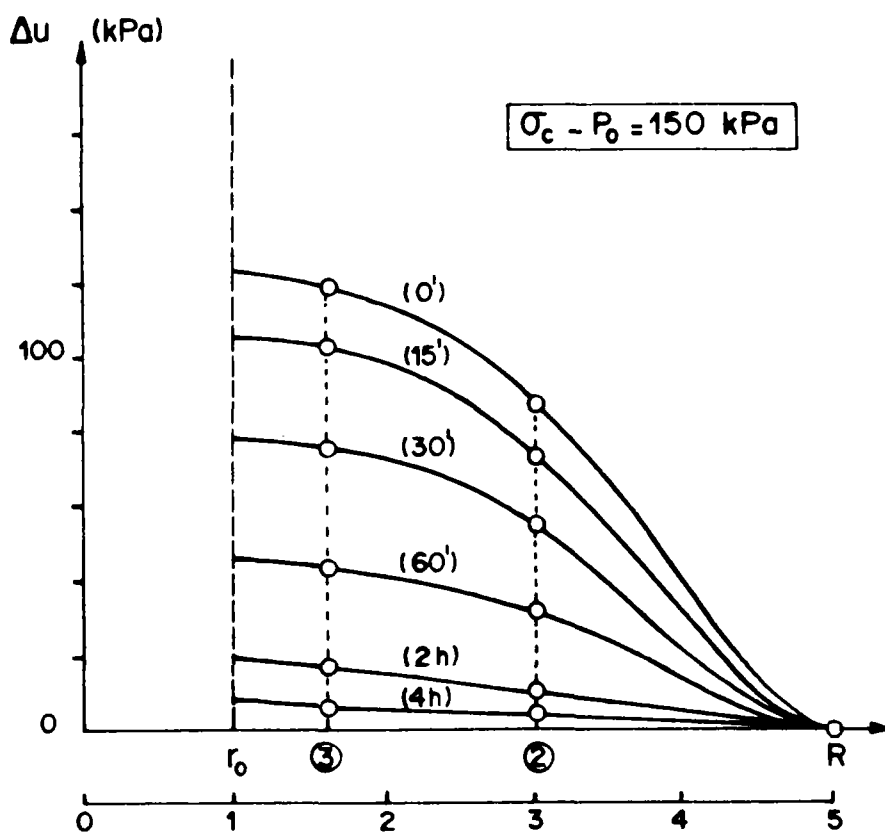


FIG. 31 - ISOCHRONES EXPERIMENTALES LORS D'UN PALIER DE CONSOLIDATION (ESSAI L5)

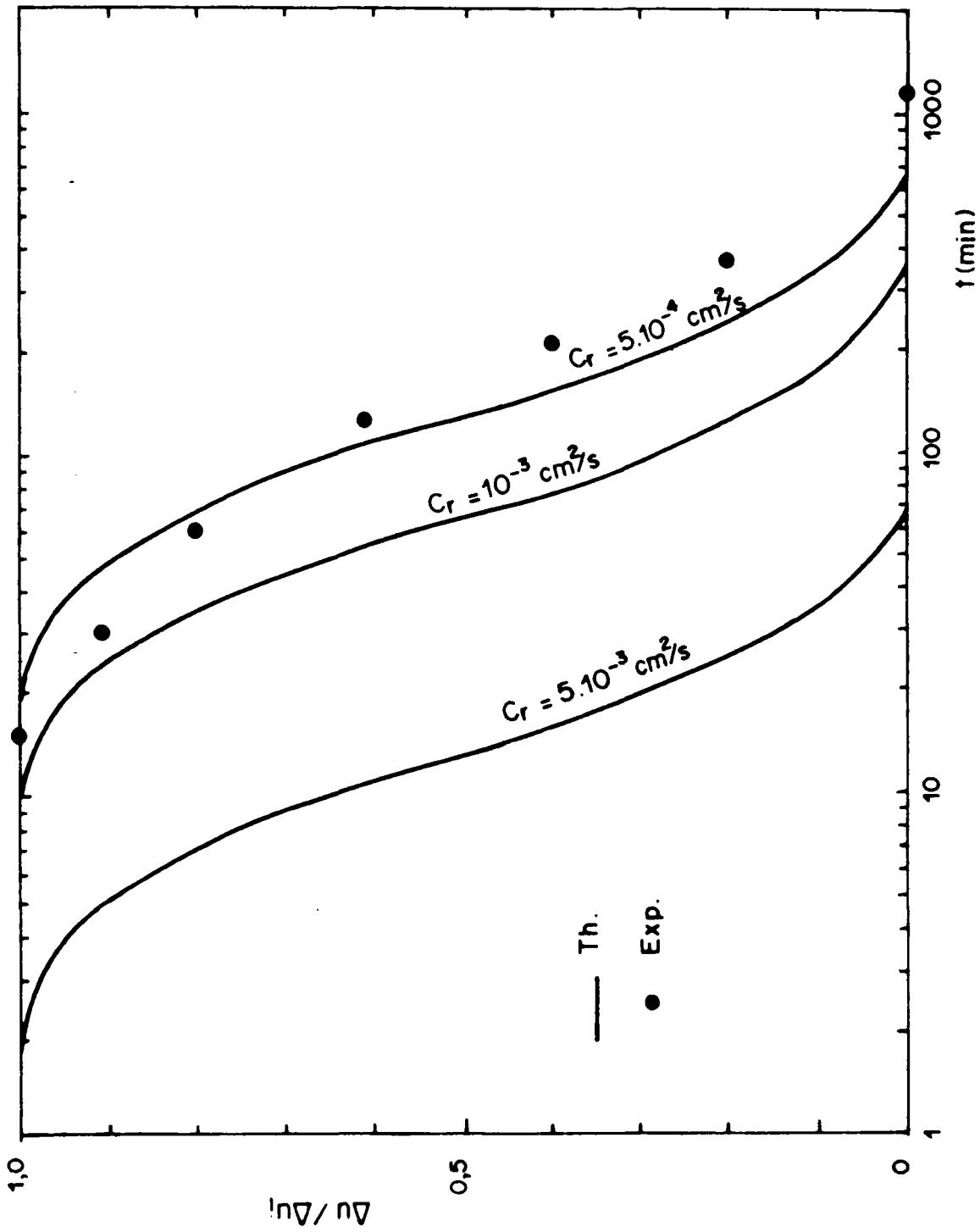


FIG. 32 - COURBE THEORIQUE DE DISSIPATION ($r = 16 \text{ mm}$) LORS D'UNE CONSOLIDATION SOUS PRESSION ISOTROPE - COMPARAISON AVEC LES RESULTATS EXPERIMENTAUX

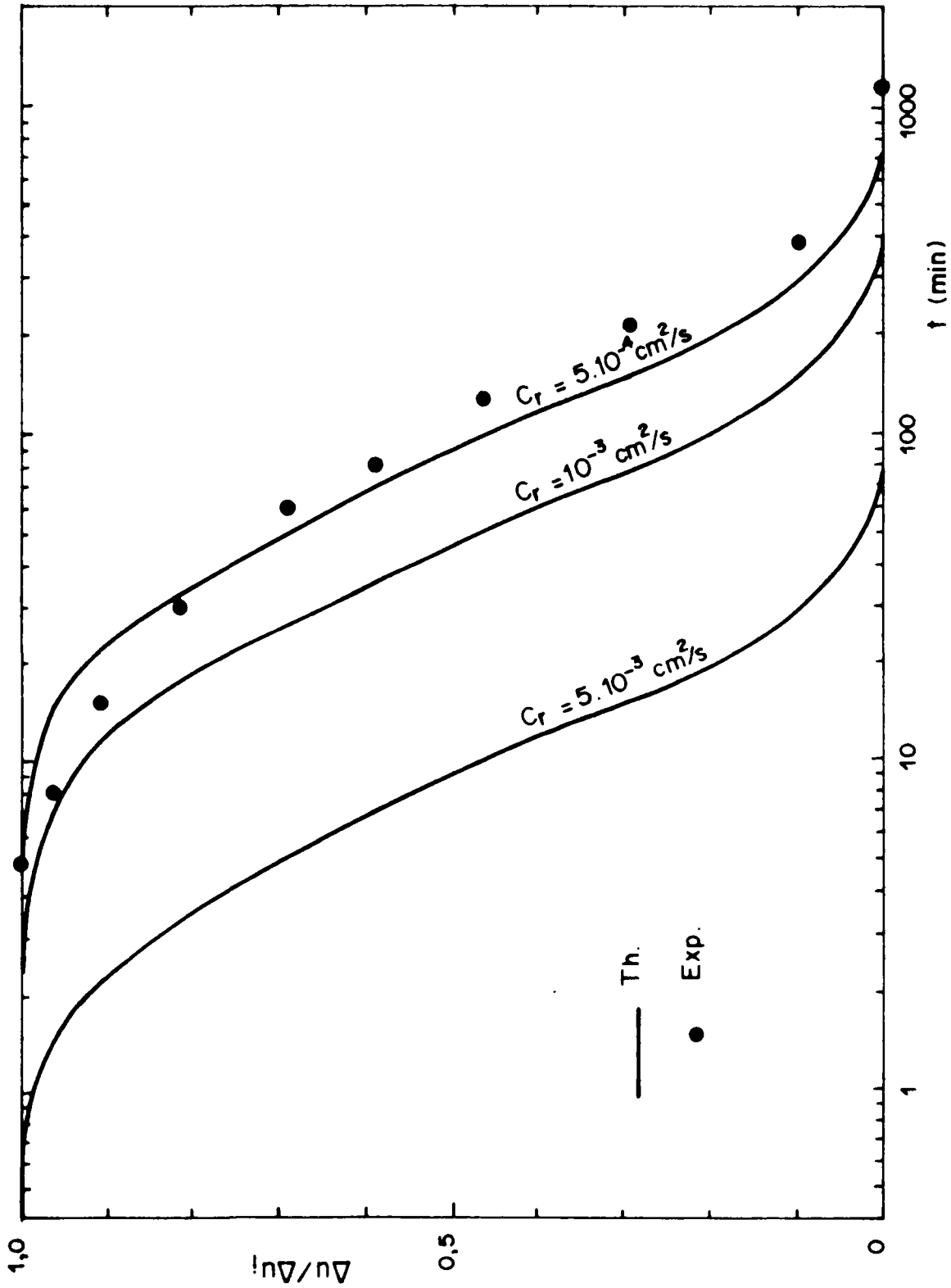


FIG. 33 - COURBE THEORIQUE DE DISSIPATION ($r = 30$ mm) LORS D'UNE CONSOLIDATION SOUS PRESSION ISOTROPE - COMPARAISON AVEC LES RESULTATS EXPERIMENTAUX

La comparaison entre la théorie et l'expérience conduit à adopter pour ce coefficient la valeur $C_r = 5 \cdot 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$. Cette valeur correspond à celle du coefficient de consolidation C_v déterminée à partir d'essais de consolidation à l'oedomètre.

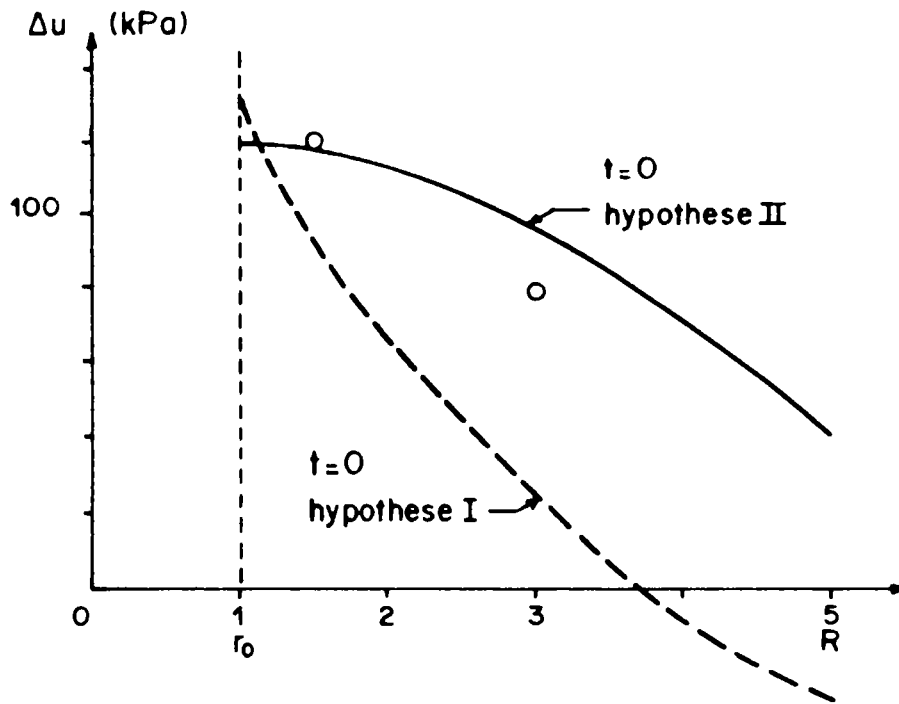
Consolidation radiale sous pression de cavité constante

Comme il a été noté plus haut (II - 4) afin d'interpréter la dissipation des surpressions interstitielles lors d'un palier de consolidation radiale sous une pression de cavité constante ($\sigma_c > p_0$) on considère respectivement deux hypothèses pour la distribution initiale des surpressions interstitielles générées par l'expansion :

1ère hypothèse - cette distribution est calculée à partir de l'analyse en contraintes totales de l'expansion non drainée en considérant le sol comme un matériau élastique - parfaitement plastique (équations (3) et (9)).

2ème hypothèse - cette distribution est déduite des valeurs mesurées des pressions interstitielles.

La Figure 34 présente les distributions initiales des surpressions interstitielles correspondant à ces deux hypothèses ainsi que les valeurs expérimentales des surpressions interstitielles mesurées à l'arrêt de l'expansion.



Hypothese I - $\Delta u(r)$ calculée à partir d'une analyse en contraintes totales
(Modèle élastique parfaitement plastique)

Hypothese II - $\Delta u(r)$ déduite des valeurs expérimentales.

FIG. 34 - HYPOTHESES DE CALCUL SUR LES DISTRIBUTIONS
INITIALES DES SURPRESSIONS INTERSTITIELLES

La Figure 35 montre la courbe expérimentale de dissipation des surpressions interstitielles mesurées au bord de la cavité ($r = 16\text{mm}$) lors du palier de consolidation radiale sous une pression de cavité de $\sigma_c - p_o = 150\text{ kPa}$ - essai L_5 . Ces résultats expérimentaux sont comparés avec les courbes théoriques calculées à partir de l'équation (24) en considérant respectivement les deux hypothèses citées ci-dessus avec différentes valeurs du coefficient C_r^{th} ($C_r^{\text{th}} = 10^{-3}$ et $0,5 \cdot 10^{-3}\text{ cm}^2/\text{s}$).

On remarque que la première hypothèse prise en considération conduit à surestimer la vitesse de dissipation des surpressions interstitielles en particulier au début de la consolidation. En effet, comme le montre la Figure 34, le modèle élastique - parfaitement plastique considéré conduit à une distribution théorique initiale des surpressions interstitielles qui est très différente de celle déduite des valeurs expérimentales. Cette distribution théorique fait en particulier apparaître un fort gradient des surpressions interstitielles au voisinage de la cavité conduisant à une vitesse de consolidation supérieure à celle observée expérimentalement. On remarque un très bon accord entre les valeurs expérimentales et la courbe théorique calculée en considérant la deuxième hypothèse avec un coefficient de consolidation radiale de $C_r^{\text{th}} = 10^{-3}\text{ cm}^2/\text{s}$.

La Figure 36 montre la courbe expérimentale de dissipation des surpressions interstitielles mesurées au rayon $r = 30\text{ mm}$ lors du même palier de consolidation. Cette courbe est comparée avec celles calculées en considérant les deux hypothèses citées ci-dessus. On remarque à nouveau un très bon accord entre les valeurs expérimentales et la courbe théorique

calculée en considérant la deuxième hypothèse avec $C_r^{th} = 10^{-3}$ cm/s. La première hypothèse conduit, compte-tenu de la dissipation radiale du gradient des surpressions interstitielles, à sous-estimer la vitesse de consolidation au centre de l'échantillon. Pour mieux illustrer l'effet de la distribution initiale des surpressions interstitielles sur leur dissipation on présente sur la Figure 37 les isochrones calculées en considérant respectivement ces deux hypothèses ainsi que les résultats expérimentaux. On note en particulier que la distribution initiale des surpressions interstitielles prise en compte selon la deuxième hypothèse conduit à des isochrones dont la forme est en bon accord avec les résultats expérimentaux.

Ayant déterminé le coefficient de consolidation radiale du sol $C_r = 10^{-3}$ cm²/s et connaissant pour l'essai considéré le module au cisaillement $G = 5000$ kPa on peut calculer le coefficient de perméabilité k à partir de l'équation (25). On obtient $k = 0,5 \cdot 10^{-8}$ cm/s. Cette valeur est en bon accord avec celle déterminée à partir d'essais de perméabilité à charge variable effectués à la cellule perméamétrique sous un chemin de contrainte unidimensionnel (voir figure 9b pour une contrainte de consolidation de $\sigma' = 150$ kPa on obtient un coefficient de perméabilité égale à $k_{oed} = 10^{-8}$ cm/s). Cette bonne concordance semble indiquer que le sol utilisé est relativement homogène et isotrope.

Cette analyse montre que malgré l'hypothèse restrictive d'un sol linéairement élastique prise en compte pour interpréter la dissipation des surpressions interstitielles cette approche conduit à une évaluation rationnelle de la perméabilité du sol. L'utilisation de cette approche

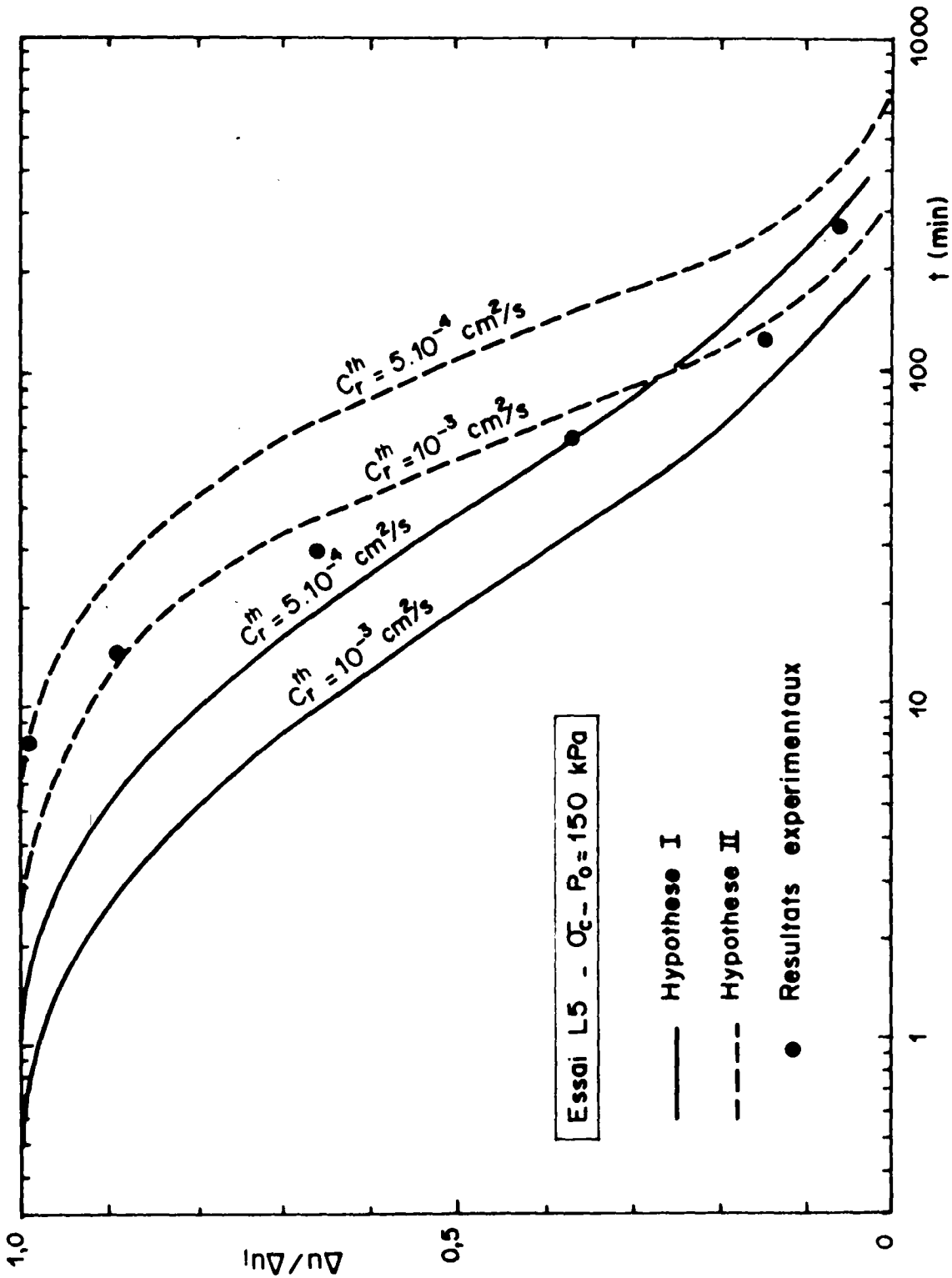


FIG. 35 - COURBES THEORIQUES DE DISSIPATION ($r = 16$ mm) LORS D'UN PALIER DE CONSOLIDATION SOUS UNE PRESSION DE CAVITE CONSTANTE - COMPARAISON AVEC LES RESULTATS EXPERIMENTAUX

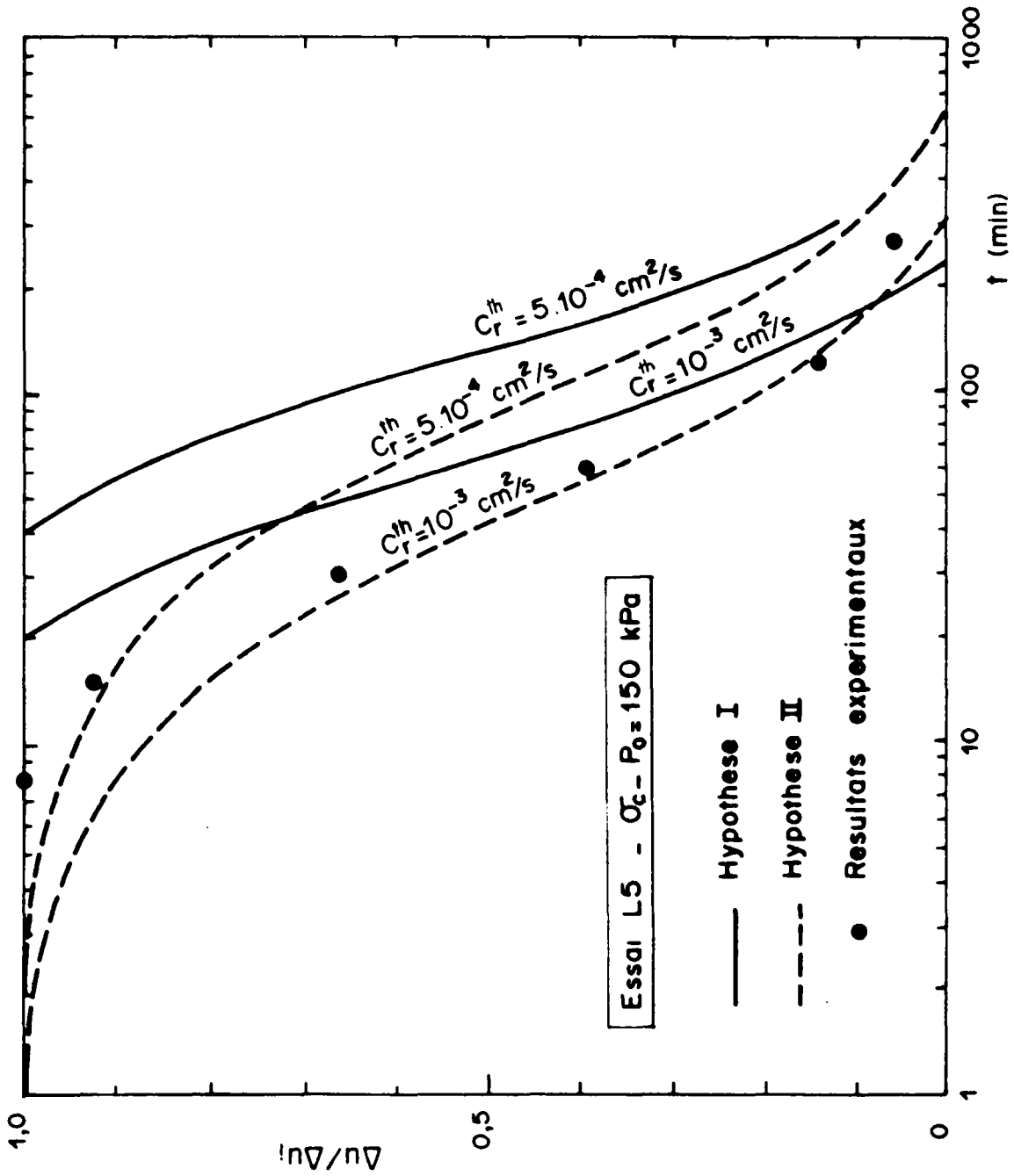
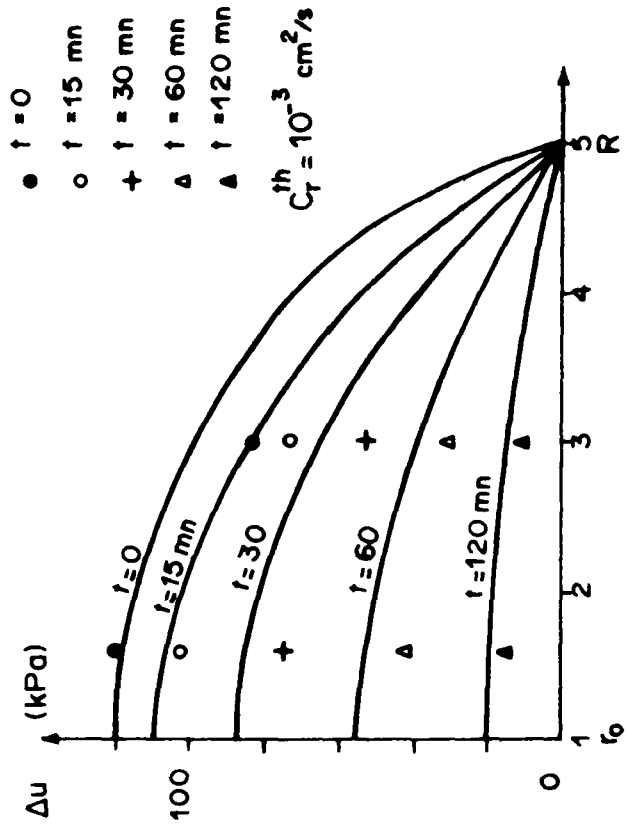
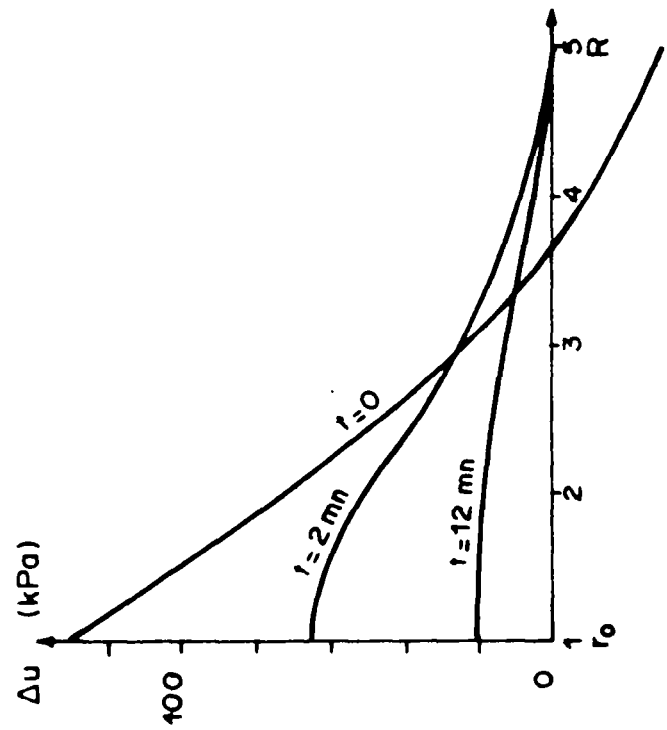


FIG. 36 - COURBES THEORIQUES DE DISSIPATION ($r = 30$ mm) LORS D'UN PALIER DE CONSOLIDATION SOUS UNE PRESSION DE CAVITE CONSTANTE - COMPARAISON AVEC LES RESULTATS EXPERIMENTAUX



b) Hypothèse II



a) Hypothèse I

FIG. 37 - ISOCHRONES THEORIQUES CALCULES :

A) HYPOTHESE I : $\Delta u(r)$ CALCULEE A PARTIR D'UNE ANALYSE EN CONTRAINTE TOTALE (MODELE ELASTIQUE PARFAITEMENT PLASTIQUE)

B) HYPOTHESE II : $\Delta u(r)$ DEDUITE DES VALEURS EXPERIMENTALES COMPARAISON AVEC LES RESULTATS EXPERIMENTAUX

in-situ pour l'interprétation d'essais de dissipation au pressiomètre nécessite cependant la connaissance de la distribution initiale des surpressions interstitielles générées par l'expansion. Les résultats expérimentaux nous conduisent à proposer une distribution triangulaire dans une zone d'influence autour de la cavité de rayon R_D égale au chemin de drainage. La forme de la courbe de dissipation $\Delta u(t)/\Delta u_i = f(t)$ dépend alors de la valeur adoptée pour R_D . Cette valeur peut donc être déterminée en comparant la forme de la courbe théorique de dissipation à celle de la courbe expérimentale. Puis, en calant la courbe théorique par rapport à la courbe expérimentale on peut déterminer la valeur du coefficient de consolidation radiale C_r du sol. On note que comme il a été montré par divers auteurs (voir discussion par BALIGH et LEVADOUX, 1980) le modèle élastique-parfaitement plastique conduit généralement à surestimer le gradient des surpressions interstitielles générées par l'expansion au voisinage de la cavité et à sous-estimer le rayon d'influence R_D .

CONCLUSIONS :

Le Cylindre Creux mis au point par le C.E.R.M.E.S. constitue un outil de recherche intéressant permettant d'étudier le comportement des sols fins saturés lors d'une expansion des cavités cylindriques. On remarque en particulier que pour les sols limoneux (argile peu plastique - A_p) utilisés dans le cadre de cette étude les résultats obtenus à partir d'essais d'expansion à pression contrôlée au cylindre creux correspondent bien à ceux obtenus à partir d'essais drainés et non drainés, à déplacement contrôlé, à l'appareil triaxial. Notons également que cet appareil permet de vérifier les méthodes développées pour analyser le comportement du sol au cours de sa consolidation lorsqu'on arrête l'expansion non drainée et l'on maintient la pression de cavité constante.

L'objectif principal de cette étude était de vérifier les diverses approches d'analyse permettant une détermination expérimentale des caractéristiques du sol (compressibilité, perméabilité, caractéristiques effectives de résistance au cisaillement, propriétés de contractance et/ou dilatance) à partir d'essais d'expansion non drainée avec mesures des pressions interstitielles. Outre des études théoriques effectuées au L.C.P.C. en utilisant des modèles numériques avec diverses lois de comportement deux approches d'interprétation, relativement simples, ont été examinées dans ce rapport :

- une analyse en contraintes totales, s'appuyant sur le modèle "classique" d'un sol à comportement élastique-parfaitement plastique. Cette analyse a conduit à mettre au point une procédure d'interprétation d'essais d'expansion au cylindre creux permettant

de déterminer la cohésion non drainée du sol, sa compressibilité et ses caractéristiques effectives de résistance au cisaillement. Pour le sol étudié, les résultats obtenus sont en bon accord avec les caractéristiques du sol déterminés à partir d'essais à l'appareil triaxial.

- une analyse en contraintes effectives, s'appuyant sur un modèle relativement simple développé par BEECH et JURAN (1984) d'un sol à comportement élasto-plastique, écrouissable, à loi d'écoulement non associée. Cette analyse permet en particulier de déterminer la compressibilité, les caractéristiques effectives de résistance au cisaillement, et les propriétés de contractance et/ou de dilatance prises en compte dans le modèle considéré. Le comportement du sol est alors caractérisé en considérant une surface de charge $f(\underline{\sigma}; \gamma)$ et une surface d'écoulement plastique $g(\underline{\sigma})$ non associée. La définition de cette dernière nécessite la détermination expérimentale du paramètre de contractance et/ou de dilatance plastique du sol, fonction de l'état des contraintes effectives $\eta(q/p')$. Les résultats expérimentaux montrent que contrairement aux hypothèses de modélisation la fonction $\eta(q/p')$ dépend du chemin des contraintes effectives parcouru par le sol. En particulier, on remarque que les courbes $\eta(q/p')$ obtenues pour les essais d'expansion non drainée au cylindre creux sont incluses dans un faisceau ayant pour borne supérieure les courbes obtenues à partir d'essais de compression triaxiale drainée et pour borne inférieure les courbes obtenues à partir d'essais de compression triaxiale non drainée. Cela correspond au fait que le chemin des contraintes effectives générées par une expansion non drainée au Cylindre Creux est un chemin intermédiaire entre celui

résultant d'une compression triaxiale drainée et celui correspondant à une compression triaxiale non drainée. Cependant, dans le domaine des chemins des contraintes effectives considéré on peut représenter ce faisceau par une courbe hyperbolique définie par son module μ à l'origine.

L'application de cette modélisation a nécessité l'élaboration d'un programme en différences finies dont l'organigramme est donné en annexe. La troisième partie de cette recherche porte sur une étude théorique, s'appuyant sur cette modélisation et sur les résultats expérimentaux. Elle traite successivement les points suivants :

- hypothèse de modélisation,
- application dans le cas d'essais non drainés de compression triaxiale à contrainte de confinement radiale constante sur sols contractants et sur sols dilatants,
- étude théorique du comportement d'un sol fin saturé lors d'un essai d'expansion non drainée au cylindre creux-comparaison avec les résultats expérimentaux,
- application concrète pour l'interprétation des essais pressiométriques avec mesures des surpressions interstitielles à Cran.

BIBLIOGRAPHIE :

BALDI G. et NOVA R. (1981) "Membrane penetration effects in triaxial testing". T.R. 146, ISMES, Bergamo, Italy.

BURGHIGNOLI A. (1982) Private communication, cité par Nova et al.

CASTRO G. (1969) "Liquefaction of sand", Harward SM Series N° 81.

WALKER A.F. (1965) "Stress strain relationships for clay". PhD Thesis University of Cambridge (U.K.).

WROTH C.P. et LOUDON P.A. (1967) "The correlations of strains with a family of triaxial tests on overconsolidated samples of Kaolin. Geot. Conf., Oslo, 1, pp. 159-163.

TATSUOKA F., (1972) "Shear tests in a triaxial apparatus. A fundamental research on the deformation of sand. PhD Thesis (en Japonais), University of Tokyo.

JAMIOLKOWSKI M., LANCELLOTTA R. et TORDELLA M.L. (1980) "Geotechnical properties of Porte Tolle N.C. silty clay" VI Danube European C.S.M.F.E., Varna.

NAMY D. (1970) "An investigation of certain aspects of stress strain relationships for clay soils", PhD Thesis Cornell University.

- NOVA, WOOD D.M. (1979) "A constitutive model for sand in triaxial compression", Int. Journal for num. and anal. Methods in Geomechanics, vol. 3.
- NAHRA (1985) - Thèse : contribution numérique et analytique à l'étude de la consolidation autour du pressiomètre". L.C.P.C.
- BRIAUD J.L. et E. GARLAND (1983) "Loading rate dependent γ - ϵ curves for cohesive soils", Proceedings of the A.S.C.E. convention Houston.
- ZENAIDI (1982) - "Consolidation radiale sous charges cycliques". Rapport interne. T.F.E., C.E.R.M.E.S.
- BAGUELIN F., JEZEQUEL J.F., LE MEHAUTE A.L. "Etude des pressions interstitielles développées lors de l'essai pressiométrique", Proceedings of the VIII I.C.S.M.F.E., Moscou.
- BAGUELIN F., JEZEQUEL J.F., SHIELDS D.H. (1978) "The pressuremeter and Foundation Engineering", Trans. Tech. Publications.
- JURAN I., BERNARDET A., SCHLOSSER F., GAMBIN M. (1983) "Fine soils consolidation by radial cyclic loading", Proceedings of the VIII E.C.S.M.F.E., Helsinki.

A N N E X E S

L'ORGANIGRAMME

Le programme de calcul est écrit en langage Fortran sur l'ordinateur "Le Vax" de l'E.N.P.C.

Après initialisation on opère par pas de $\gamma(\rho_0)$. Le traitement incrémental consiste :

- à calculer les déformations à partir de l'équation de compatibilité en considérant $d\epsilon_v = 0$, soit :

$$d\epsilon_r + d\epsilon_\theta = d\epsilon_v = 0$$

$$\gamma = \frac{k}{\rho^2} \quad \text{condition aux limites : } k = \gamma(\rho_0) \cdot r_0 \dots \dots \dots (1)$$

$$\epsilon_\theta = \frac{\Delta X}{\rho_i} = \sqrt{3} \gamma \quad \text{ou} \quad \Delta X = \frac{\sqrt{3} k}{\rho_i} \dots \dots \dots (2)$$

- à chaque rayon, on calcule le rayon à l'état déformé :

$$\rho = \rho_i + \Delta X(\rho)$$

et la valeur correspondant à la distorsion $\gamma(\rho)$

- à chaque rayon, on calcule l'état des contraintes effectives en considérant la loi de comportement, soit :

. fonction de charge: $f(\underline{\sigma} ; \gamma) = \frac{q}{p'} - h(\gamma) = 0$ (3)

ou $h(\gamma) = \frac{\gamma}{a + b\gamma}$

. fonction d'écoulement : $\eta = \frac{d\varepsilon_v^p}{d\gamma^p} = \eta(q/p')$ (4)

où : $d\varepsilon_v^p = d\varepsilon_v - d\varepsilon_v^e$
 $d\gamma^p = d\gamma - d\gamma^e$

. équations d'élasticité :

$d\varepsilon_v^e = \frac{1 - 2\nu'}{E'} 3 dp'$ $d\gamma^e = \frac{d\tau_{oct}}{2G}$ (5)

- à chaque rayon, on calcule la pression interstitielle $\Delta u(\rho)$
à partir de l'équation de l'équilibre :

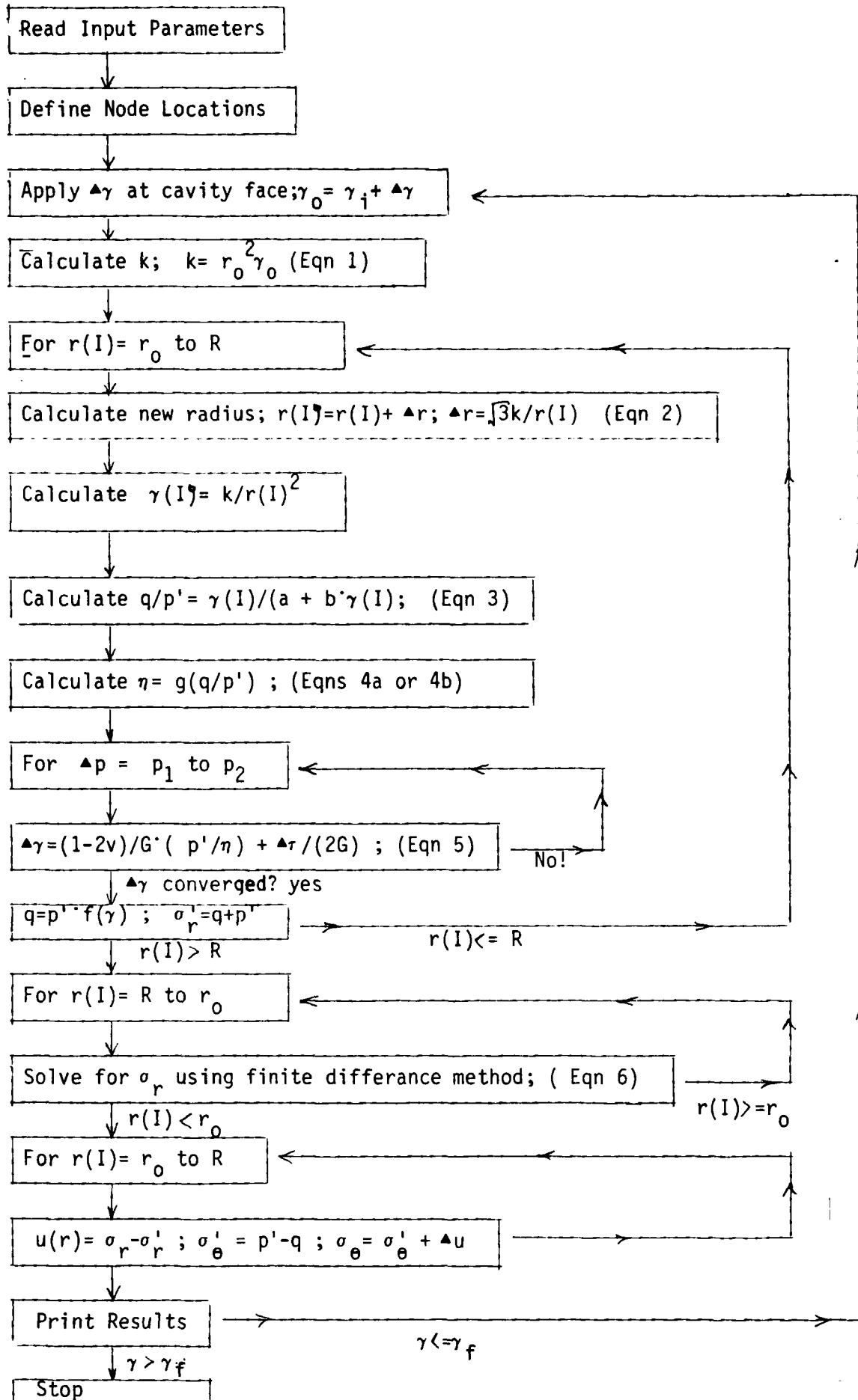
$\frac{d(\Delta u)}{dr} + \frac{d\sigma_r'}{dr} + \frac{\sigma_r' - \sigma_\theta'}{r} = 0$ (6)

avec la condition aux limites : $d\sigma_r = d\sigma_r' + d(\Delta u) = 0$

Les résultats sont donnés sous forme numérique et comprennent
pour chaque incrément de $\gamma(\rho_0)$:

- variation du rayon ρ
- état des contraintes $\sigma_\theta(\rho)$ et $\sigma_r(\rho)$
- pression interstitielle $\Delta u(\rho)$
- chemins des contraintes effectives ($q ; p'$) et totales ($q ; p$)

ORGANIGRAMME - TRAITEMENT INCREMENTAL



ORGANIGRAMME

DONNEES

- r_0 - Rayon interne
- R - Rayon extérieur
- p_0 - Pression de confinement
- E - Module d'élasticité
- ν - Coefficient de Poisson
- ϕ - Angle de frottement interne
- μ - Module initial de la courbe $\eta(q/p')$
- $\Delta\gamma$ - Incrément de la distorsion à $r = r_0$
- γ_i - Distorsion initiale à $r = r_0$
- γ_f - Distorsion finale à $r = r_0$
- N - Nombre d'éléments
- $\Delta(\%)$ - Tolérance de convergence

Traitement incrémental par pas de $\gamma(\rho_0)$

SORTI

- Pour chaque incrément de $\gamma(\rho_0)$:
- Variation du rayon - ρ
- Etat des contraintes $\sigma_\theta(\rho)$; $\sigma_r(\rho)$
- Pression interstitielle - $\Delta u(\rho)$
- Chemins des contraintes effectives ($q;p'$) et totales ($q;p$)

TROISIEME PARTIE

3ème PARTIE

ANALYSE EN CONTRAINTES EFFECTIVES

DE L'ESSAI D'EXPANSION NON DRAINEE DANS UN SOL FIN SATURE

I. INTRODUCTION

La deuxième partie de cette recherche a montré que l'analyse en contraintes effectives du comportement d'un sol fin saturé lors d'un essai d'expansion non drainée doit permettre de déterminer les caractéristiques mécaniques du squelette du sol, à savoir sa compressibilité, ses caractéristiques effectives de résistance au cisaillement et ses propriétés de contractance et/ou de dilatance.

Une telle analyse nécessite l'élaboration d'une modélisation rationnelle du comportement complexe du sol, capable de représenter de façon incrémentale toute l'histoire de la sollicitation et facilement utilisable pour l'interprétation d'essais in-situ. Ce

domaine a fait ces trente dernières années l'objet de nombreuses recherches portant essentiellement sur le développement de modèles élasto-plastiques, de plus en plus généraux, et sur la mise au point d'algorithmes de résolution spécifiques pour un certain nombre de problèmes concrets. Une synthèse critique de l'état des connaissances sur l'utilisation des divers modèles élasto-plastiques a été récemment préparée par BARBAS et FRANK (1982). Pour les sols fins, on utilise généralement les modèles élasto-plastiques écrouissables du type Cam Clay prenant pour paramètre d'écrouissage la déformation volumique (ou l'indice des vides). Pour simuler des phénomènes visqueux, on peut considérer des modèles visco-plastiques, voir visco-élasto-plastiques. Dans le cadre de cette étude, le modèle de Cam Clay a été utilisé par le LCPC (NAHRA, 1985) pour simuler les essais d'expansion au pressiomètre autoforeur et au cylindre creux.

Cependant, les résultats expérimentaux, présentés dans la deuxième partie de ce rapport, nous ont conduit à considérer également une deuxième modélisation, relativement simple, considérant le sol comme un matériau élasto-plastique écrouissable à loi d'écoulement non associée prenant pour paramètre d'écrouissage la distorsion γ . Cette modélisation développée par GUERMAZI pour étudier le comportement du sol en distorsion sur des chemins de contraintes irrotationnels correspondant à un essai triaxial de révolution, drainé ou non drainé a été utilisée par BEECH et JURAN (1984) pour étudier la réponse du sol lors d'une expansion de cavité cylindrique au pressiomètre ou au cylindre creux. Dans le cadre de cette recherche, cette modélisation est utilisée principalement pour évaluer l'effet de la contractance plastique du sol sur sa réponse à une sollicitation

"pressiométrique" et pour une analyse plus approfondie des divers phénomènes mis en évidence par les essais d'expansion au cylindre creux. L'utilisation de cette modélisation a nécessité la mise au point d'un programme de calculs en différences finies (BEECH et JURAN, 1984).

On montre ci-après les résultats principaux obtenus par BEECH et JURAN (1984) en comparant les résultats de calcul avec les résultats expérimentaux d'essais d'expansion au cylindre creux et d'essais pressiométriques avec mesure de surpressions interstitielles sur le site de CRAN. On présente successivement :

- les hypothèses de modélisation ;
- étude théorique du comportement d'un sol fin saturé lors d'un essai d'expansion non drainée au cylindre creux et comparaison avec les résultats expérimentaux ;
- application concrète pour l'interprétation des essais pressiométriques avec mesures des pressions interstitielles à Cran.

II. HYPOTHESES DE MODELISATION

On considère le sol comme un matériau homogène, isotrope élasto-plastique écrouissable à loi d'écoulement non associée.

On suppose que l'écrouissage est isotrope et on prend pour paramètre d'écrouissage la distorsion définie par :

$$\gamma = \frac{1}{2} \left[(\epsilon_1 - \epsilon_2)^2 + (\epsilon_2 - \epsilon_3)^2 + (\epsilon_3 - \epsilon_1)^2 \right]^{1/2}$$

où : $\epsilon_1, \epsilon_2, \epsilon_3$ sont respectivement les déformations principales avec $\epsilon_1 \geq \epsilon_2 \geq \epsilon_3$

On admet une fonction de charge ayant un critère d'états limites correspondant au critère de Mohr-Coulomb à domaine d'élasticité ouvert. Ce critère peut s'écrire sous la forme :

$$f(\underline{\sigma} ; \gamma) = \frac{q - q_0(\gamma)}{p'} - h(\gamma) = 0 \dots \dots \dots (1)$$

où : $\underline{\sigma}$ est le tenseur des contraintes ;

q est la contrainte déviatorique définie par ;

$$q = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \text{ avec } \sigma_1 \text{ et } \sigma_3 \text{ contraintes principales majeure et mineure ;}$$

p' est la contrainte effective moyenne définie par :

$$p' = \frac{\sigma_1' + \sigma_3'}{2}$$

On admet que la contractance et/ou la dilatance plastique du matériau au cours de sa distorsion est fonction unique de l'état des contraintes effectives, caractérisé par le rapport q/p' , soit :

$$\eta = \frac{d\varepsilon_v^P}{d\gamma^P} = \eta(q/p') \dots \dots \dots (2)$$

où : $d\varepsilon_v^P$ et $d\gamma^P$ sont respectivement les incréments de déformation volumique permanente et de la distorsion permanente ;

η dénote un paramètre de compressibilité (contractance et/ou dilatance) plastique.

Cette fonction régit l'écoulement plastique du matériau. Elle est déterminée à partir d'un essai de compression triaxiale

drainée avec mesure de la variation volumique du sol. Elle permet de définir pour chaque état des contraintes la direction du tenseur incrément de déformations plastiques $d\varepsilon^P$ correspondante. En admettant la coïncidence des axes principaux des contraintes et des déformations, on peut déterminer ainsi dans l'espace des contraintes une surface d'écoulement plastique $g(\underline{\sigma})$ non associée. Les composantes du tenseur déformation plastique peuvent s'écrire sous la forme :

$$d\varepsilon_{ij}^P = d\lambda \frac{dg(\underline{\sigma})}{d\sigma_{ij}} \dots\dots\dots (3)$$

Dans les sols contractants (sable lâche, sol fin normalement consolidé) à cohésion interne nulle ($q_0(\gamma) = 0$) on admet pour $h(\gamma)$ une fonction hyperbolique telle que :

$$h(\gamma) = \frac{\gamma}{a + b\gamma} \dots\dots\dots (4a)$$

La fonction de charge peut alors s'écrire sous la forme :

$$f(\underline{\sigma} ; \gamma) = q/p' - \frac{\gamma}{a + b\gamma} = 0 \dots\dots\dots (4b)$$

Sur les Figures 1 et 2, on présente schématiquement le comportement d'un sol contractant au cours d'un essai de compression triaxiale drainée en supposant que les propriétés élastiques linéaires du matériau ne soient pas modifiées par la déformation plastique et soient les mêmes en charge et en décharge. Le module tangent initial à l'origine de la courbe $q/p' = h(\gamma)$, correspondant à un comportement élastique du matériau, est égale à :

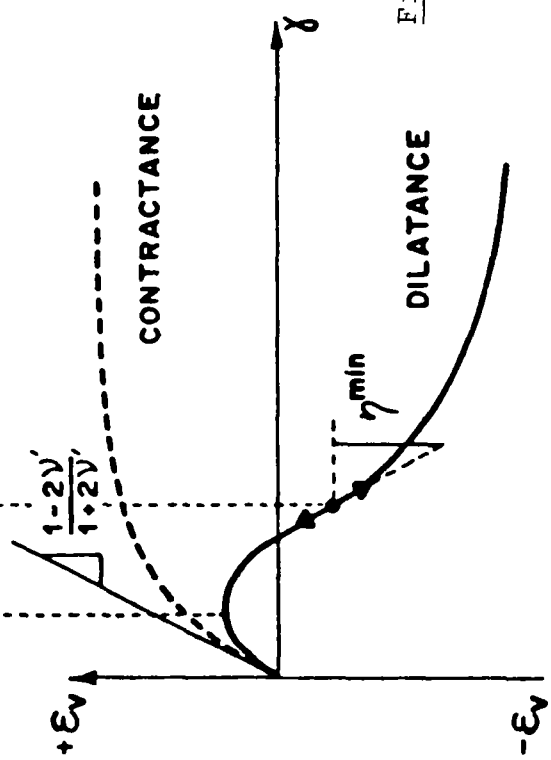
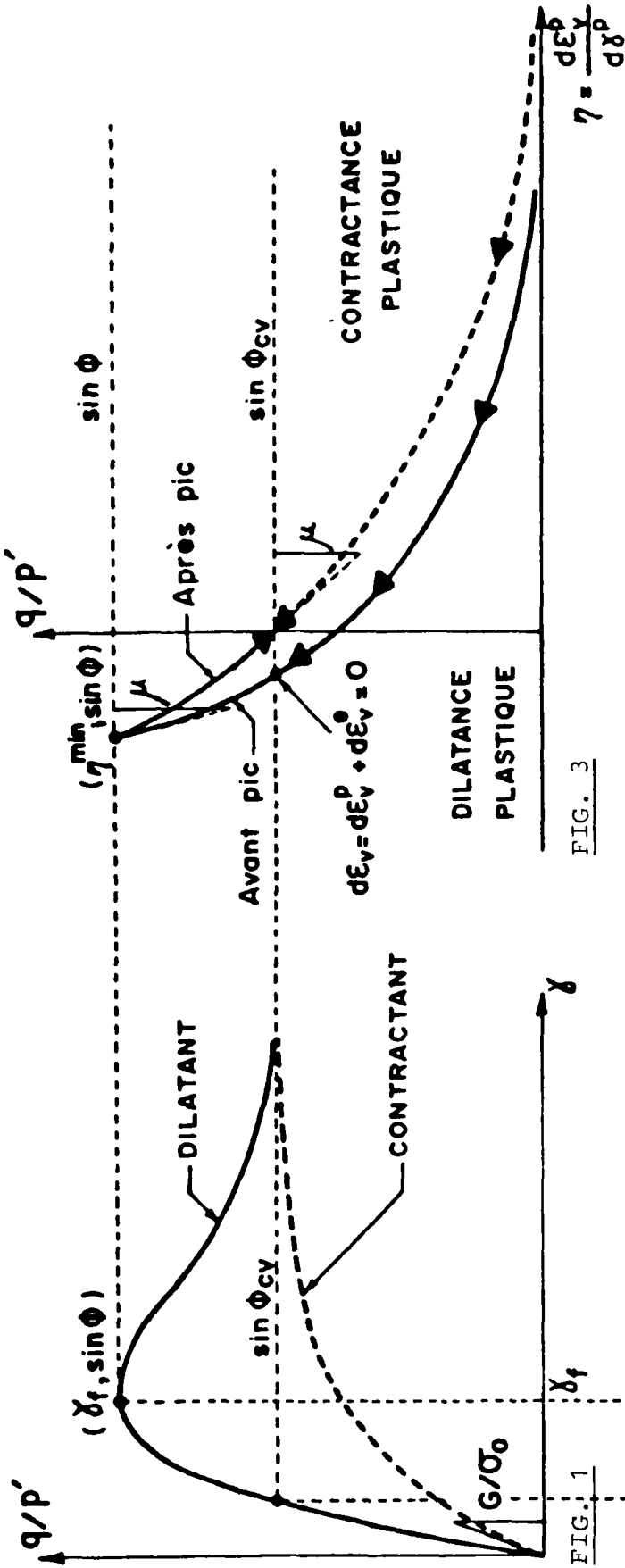


Fig. 1 à 3 - Schématisation du comportement des sols contractants et dilatants

FIG. 2

FIG. 3

$$\left[\frac{d(q/p')}{d\gamma} \right]_{\gamma=0} = \frac{1}{a} = \frac{G}{\sigma_0'} \dots \dots \dots (4c)$$

où : σ_0' est la contrainte isotrope de consolidation appliquée au sol avant son cisaillement ;
 G est le module au cisaillement.

Aux grandes déformations, le sol atteint l'état critique d'écoulement à volume constant, caractérisé par l'angle de frottement interne à l'état critique - ϕ_{CV} , soit :

$$(q/p')_{\gamma \Rightarrow \infty} = \frac{1}{b} = \sin \phi_{CV} \dots \dots \dots (4d)$$

La mesure de la variation volumique du sol au cours de l'essai permet une détermination expérimentale du coefficient de Poisson ν et du paramètre de compressibilité (contractance) plastique - n . Ce dernier peut être calculé à partir de l'équation :

$$\eta = \frac{d\varepsilon_V^P}{d\gamma^P} = \frac{d\varepsilon_V^P}{d\gamma^P} = \frac{d\varepsilon_V - d\varepsilon_V^e}{d\gamma - d\gamma^e} \dots \dots \dots (5)$$

où : $d\varepsilon_V^P$ et $d\varepsilon_V^e$ sont respectivement l'incrément déformation volumique permanente et l'incrément déformation volumique élastique ;
 $d\gamma^P$ et $d\gamma^e$ sont respectivement l'incrément distorsion permanente et l'incrément distorsion élastique.

Pour l'essai de compression triaxiale drainée, à contrainte de confinement radiale constante, on a :

$$d\epsilon_v^e = \frac{1 - 2\nu}{E'} 3 d\sigma'_{oct} = \frac{1 - 2\nu}{E} 2 dq$$

$$d\gamma^e = \frac{1}{G} dq \quad d\sigma'_{oct} = \frac{1}{3} (d\sigma'_1 + d\sigma'_2 + d\sigma'_3)$$

cela conduit à :

$$\eta = \frac{d\epsilon_v^p}{d\gamma^p} = \frac{d\epsilon_v - d\epsilon_v^e}{d\gamma - d\gamma^e} = \frac{\frac{d\epsilon_v}{d\gamma} - \frac{2(1 - 2\nu')}{E'} \frac{dq}{d\gamma}}{1 - \frac{1}{G} \frac{dq}{d\gamma}} \dots\dots\dots (6)$$

Pour faciliter les calculs on procède par lissage des courbes expérimentales $\epsilon_v = \epsilon_v(\gamma)$ et $q = q(\gamma)$ en les assimilant à des hyperboles. La fonction $\eta(q/p')$ ainsi déterminée pour un sol contractant est présentée schématiquement sur la Figure 1c.

Pour définir analytiquement cette fonction on considère soit une fonction linéaire, soit une fonction hyperbolique, soit encore une fonction analogue à celle proposée par NOVA et WOOD (1979) comprenant un domaine linéaire ($\frac{\sin\phi_{cv}}{2} \leq q/p' \leq \sin\phi_{cv}$) et une hyperbole qui tend vers l'infini lorsque le rapport des contraintes q/p' tend vers zero ; la transition étant obtenue pour : $q/p' = \frac{1}{2} \sin\phi_{cv}$. Ces trois fonctions ont comme paramètre caractéristique le module μ défini par :

$$\mu = \left[\frac{d(q/p')}{d\eta} \right]_{q/p'} = \sin\phi_{cv}$$

Ainsi, pour un sol contractant, normalement consolidé, le modèle considéré nécessite la détermination expérimentale de 4 caractéristiques qui peuvent être obtenues à partir des essais "classiques" de compression triaxiale, soit :

$$G/\sigma'_0 ; \nu ; \phi_{cv} \text{ et } \mu$$

Pour les sols dilatants (sable dense) dont le comportement est illustré schématiquement sur les Figures 1 et 2 on observe expérimentalement un écrouissage positif jusqu'à une valeur maximale du rapport $(q/p')_{pic}$ correspondant à $\sin \phi$ (ϕ étant l'angle de frottement interne du sol), suivi d'un ramollissement (écrouissage négatif) pour atteindre aux grandes déformations l'état critique de distorsion à volume constant, caractérisé par l'angle $-\phi_{cv}$. Pour tenir compte de ce comportement, on admet pour $h(\gamma)$ une fonction de la forme :

$$h(\gamma) = \sin \phi_{cv} \frac{\gamma(\gamma - a)}{(\gamma + b)^2} \dots \dots \dots (7)$$

où les paramètres a et b sont définis en considérant :

- à l'origine - pour : $\gamma = 0$ on a : $\frac{d(q/p')}{d\gamma} = \frac{G}{\sigma'_0}$
- au pic - pour $q/p' = \sin \phi$ on a : $\frac{d(q/p')}{d\gamma} = 0$

On obtient :

$$a = - 4 \sin^2 \phi \cdot l^2 / (\sin \phi \cdot \frac{G}{\sigma_0})$$

$$b = 2 \sin^2 \phi \cdot l (\sigma_0 / G)$$

$$l = 1 + \sqrt{1 - \frac{\sin \phi_{cv}}{\sin \phi}}$$

Le module tangent initial à l'origine de la courbe $q/p' = h(\gamma)$ est choisi de façon à obtenir un bon accord entre les valeurs théorique et expérimentale de la distorsion au pic γ_f , à savoir que la valeur théorique γ_f est égale à :

$$\gamma_f = \frac{ab}{2b + a} \dots \dots \dots (8)$$

La fonction de charge peut donc s'écrire sous la forme :

$$f(\underline{\sigma} ; \gamma) = q/p' - \sin \phi_{cv} \cdot \frac{\gamma(\gamma - a)}{(\gamma + b)^2} = 0 \dots \dots \dots (9)$$

En effet, le comportement du sable dense, à densité relative donnée, lors d'un essai à l'appareil triaxial dépend de la contrainte de confinement appliquée. Comme il a été montré par plusieurs chercheurs (HABIB et LUONG, 1978, LEE, 1965) l'augmentation de la contrainte de confinement conduit à une diminution de la dilatance associée à une décroissance de la valeur du rapport $(q/p')_{pic}$ et le sable devient contractant sous fortes pressions de confinement (σ_3 -5000 kPa). Les caractéristiques du sol définissant la fonction de charge considérée

se trouvent ainsi dépendant de l'état des contraintes actuel appliqué sur le sol. Cela conduit, par simplification, à considérer pour ces caractéristiques des valeurs représentatives par intervalle des contraintes moyennes. On remarque que la fonction de charge considérée permet un passage continu du comportement dilatant au comportement contractant et pour $a = -b$ on retrouve l'équation 4b comme cas particulier de l'équation 3. Par ailleurs, on note qu'il est communément admis en mécanique des sols que pour l'intervalle des contraintes rencontrées dans la pratique, les caractéristiques du sable dense, à densité relative donnée, peuvent être considérées comme intrinsèques.

La mesure de la variation volumique du sol permet, en utilisant la procédure citée précédemment pour le cas du sol contractant (équations 5 et 6), une détermination expérimentale de la variation de la valeur du paramètre de compressibilité (contractance ou dilatance) plastique au cours de l'essai. La courbe représentative est illustrée sur la Figure 3. Pour définir analytiquement cette fonction on peut considérer soit une fonction linéaire, soit une fonction hyperbolique, soit encore une fonction analogue à celle proposée par NOVA et WOOD (1979). Cette fonction est caractérisée par le module initial :

$$\mu = \left[\frac{d(q/p')}{d\eta} \right]_{q/p' = \sin\phi}$$

et par la valeur du coefficient de compressibilité plastique - η^{\min} atteint au pic de la courbe $q/p' = h(\gamma)$.

On remarque que la valeur η^{\min} peut être déterminée expérimentalement à partir de la courbe de variation de volume $\epsilon_v(\gamma)$. En effet cette valeur correspond à la pente de cette courbe à son point d'inflexion localisé au pic de la courbe $q/p' = h(\gamma)$.

La fonction $\eta(q/p')$ ainsi déterminée correspond au comportement du sol avant le pic ($\gamma < \gamma_f$). Pour caractériser le comportement après pic à écrouissage négatif, on considère une fonction linéaire illustrée sur la Figure 1c ayant comme points caractéristiques (η^{\min} ; $\sin \phi$) et ($\eta = 0$; $\sin \phi_{cv}$). Comme il a été noté précédemment les valeurs des caractéristiques définissant la fonction $\eta(q/p')$ dépendent de la contrainte de confinement appliquée et ne sont considérées représentatives que pour un intervalle donné des contraintes moyennes. Lorsqu'on augmente la contrainte de confinement la courbe $\eta(q/p')$ se rapproche de celle obtenue pour le sol à l'état contractant. Cependant pour les calculs et pour l'intervalle des contraintes considérées on admet que ces caractéristiques restent intrinsèques et ne dépendent que de la densité relative initiale du sable.

Ainsi pour un sol dilatant le modèle considéré nécessite la détermination expérimentale de 6 caractéristiques qui peuvent être obtenues à partir des essais "classiques" de compression triaxiale drainée à savoir :

$$\frac{G}{\sigma'_0} ; \nu ; \phi_{cv} ; \phi ; \mu \text{ et } \eta^{\min}$$

Ayant défini la relation contrainte-dilatance $\eta(q/p')$ régissant l'écoulement plastique on peut déterminer le potentiel

plastique dont la projection dans le plan (q ; p') est la courbe g(q ; p') telle que pour chacun de ses points :

$$\frac{dq}{dp'} = - \frac{d\epsilon_v^p}{d\gamma^p} \dots\dots\dots (10)$$

En combinant les équations (2) et (10) on peut donc définir la fonction g(q ; p') ; ainsi en admettant par exemple que la fonction n(q/p') soit linéaire on obtient :

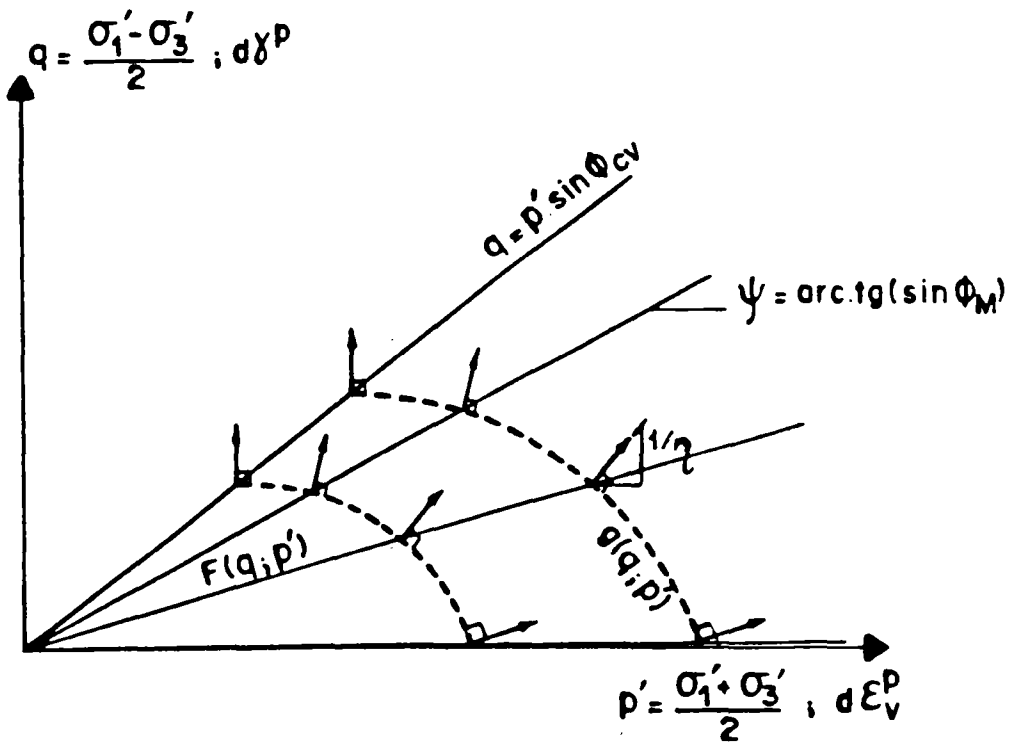
$$- n = \frac{dq}{dp'} = \frac{1}{\mu} \left[q/p' - \sin \phi_{cv} \right]$$

et après intégration :

$$q = \frac{p' \sin \phi_{cv}}{1 - \mu} \left[1 - \mu \left[\frac{p}{p_{ug}} \right]^{\frac{1 - \mu}{\mu}} \right] \dots\dots\dots (11a)$$

où : p_{ug} est la valeur de la contrainte moyenne p' quand $\frac{q}{p'} = \sin \phi_{cv}$

La fonction potentiel plastique ainsi définie est illustrée schématiquement sur la Figure 4. On remarque qu'en considérant une fonction n(q/p') linéaire on obtient pour une compression isotrope des déformations de cisaillement permanentes mettant en évidence une faiblesse du potentiel plastique considéré. Cette faiblesse est due à la difficulté d'évaluer correctement les valeurs expérimentales de n pour de faibles rapports de contraintes. En admettant pour n(q/p') une fonction hyperbolique la valeur de n tend vers l'infini lorsque le rapport des contraintes (q/p') et la distorsion γ correspondante tendent vers zero. Comme il est illustré par les résultats présentés ci-après cette hypothèse d'une fonction n(q/p') hyperbolique analogue à celle proposée par NOVA et WOOD permet d'améliorer considérablement la modélisation du comportement du sol.



- Surface de charge - $F(q; p') = 0 = q/p' - \sin \phi_M = 0$
- Potentiel plastique $g(q; p') = 0$ defini par :
 $\eta = \eta(q/p') = d\varepsilon_V^P / d\gamma^P$

Fig. 4 - Définition de la fonction potentiel plastique

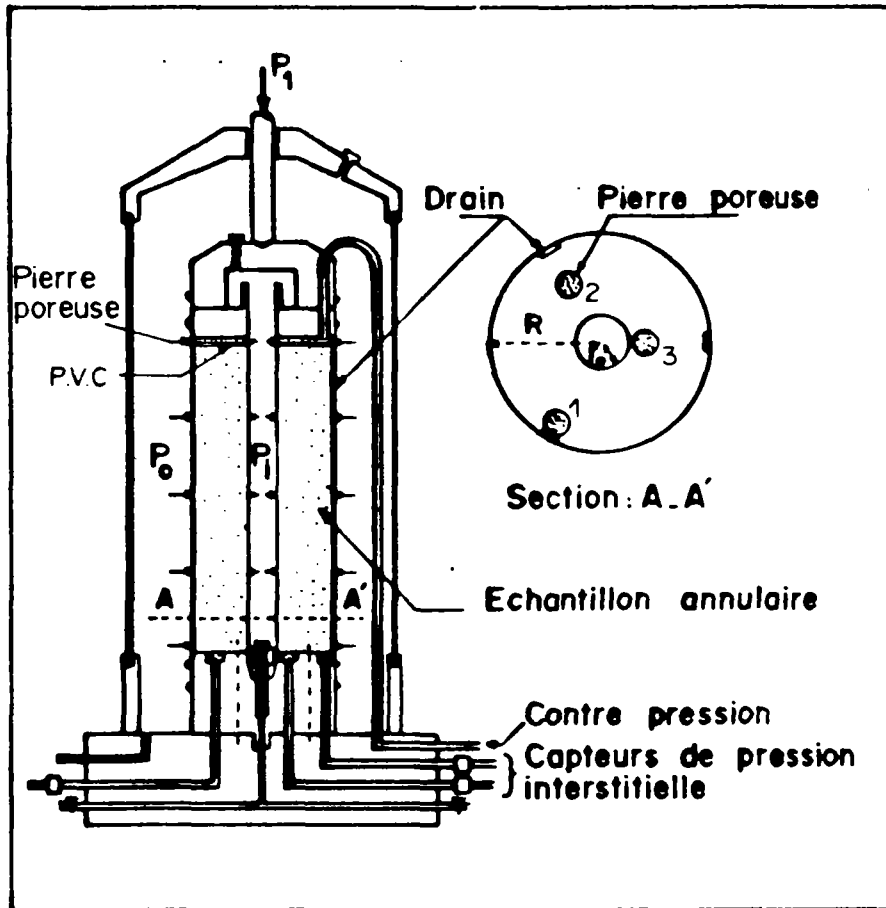


Fig. 5 - Coupe schématique du cylindre creux

Le potentiel plastique a alors pour équation :

$$g(q ; p') = q^2 - \frac{\sin^2 \phi_{cv}}{4\mu} [p_c^2 - p^2] = 0 \dots \dots \dots (11b)$$

où : p_c est la valeur de la pression isotrope atteinte pour $q = 0$. La surface du "potentiel plastique corrigé" ainsi défini (NOVA et WOOD, 1979) est orthogonale à l'axe de p' dans le plan $(q ; p')$ et par conséquent, pour un chemin de contraintes isotrope (consolidation) la déformation de cisaillement est nulle.

On présente ci-dessous :

- application du modèle pour l'interprétation de l'essai d'expansion non drainée au cylindre creux ;

- analyse des résultats d'essais d'expansion non drainée au cylindre creux et comparaison de la théorie à l'expérience ;

- effet de la géométrie et des conditions aux limites de l'échantillon sur les courbes d'expansion.

III - APPLICATION DU MODELE POUR L'INTERPRETATION DE L'ESSAI D'EXPANSION NON DRAINEE AU CYLINDRE CREUX

Les Figures 5 et 6 présentent respectivement une coupe schématique du cylindre creux et exemples des courbes d'expansion $\sigma_r (\Delta r/r_0)$ et de surpressions interstitielles mesurées.

La résolution du problème consiste à déterminer pour les conditions aux limites considérées (soit : déformation verticale plane et contrainte de confinement radiale constante au bord de l'échantillon $\sigma_r (\rho = R) = p_0$) l'évolution des contraintes principales $\sigma_r (\rho)$ $\sigma_z (\rho)$ $\sigma_\theta (\rho)$ (où : $\sigma_r (\rho)$; $\sigma_z (\rho)$ et $\sigma_\theta (\rho)$ sont respectivement les

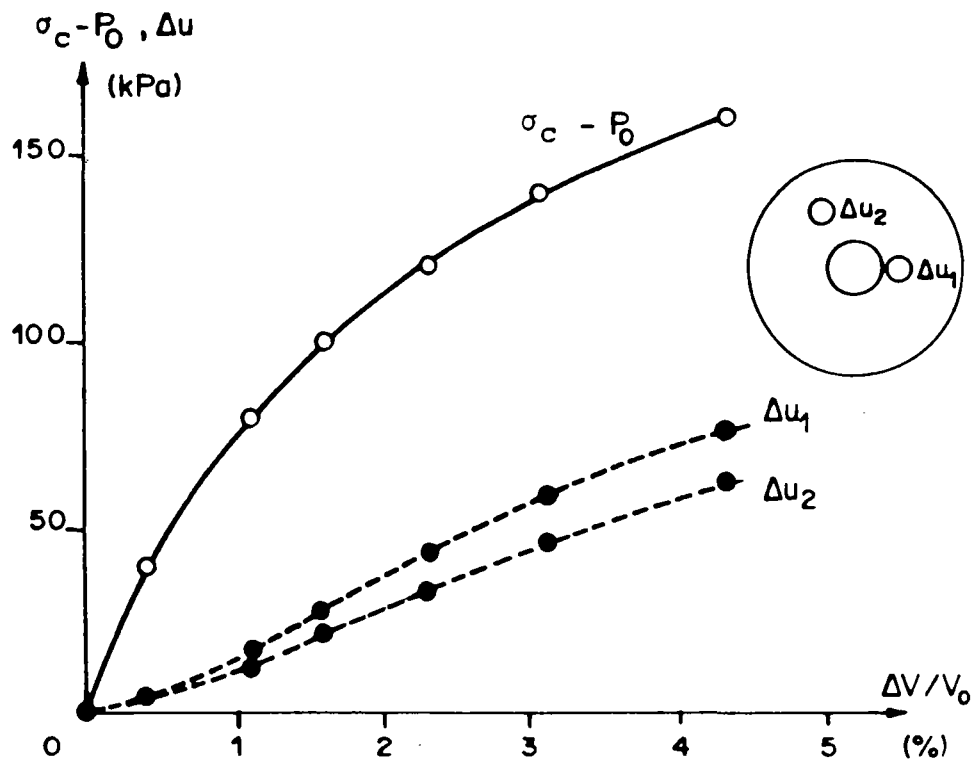


Fig. 6 - Exemple des courbes d'expansion $\sigma_r(\Delta V/V_0)$ et $\Delta u(\Delta V/V_0)$ mesurées au cylindre creux

contraintes radiale, verticale et orthoradiale au rayon ρ) et de la surpression interstitielle $\Delta u(\rho)$ générée par l'expansion non drainée ($d\varepsilon_v = 0$) en fonction de la pression de cavité appliquée σ_c (ou du déplacement imposé au bord de la cavité - ΔX_0).

Pour cela on considère :

- l'équation de compatibilité :

$$\varepsilon_r = \varepsilon_\theta + r \frac{d\varepsilon_\theta}{dr} \dots \dots \dots (19)$$

ou sous forme incrémentale :

$$\Delta\varepsilon_r = \Delta\varepsilon_\theta + r \frac{d(\Delta\varepsilon_\theta)}{dr}$$

- les conditions de l'essai à volume constant ($d\varepsilon_v = 0$) et à déformation verticale plane ($d\varepsilon_v = 0$), on en déduit :

$$\varepsilon_\theta + \varepsilon_r = 0 \quad \text{ou : } d\varepsilon_\theta + d\varepsilon_r = 0 \dots \dots \dots (20)$$

en combinant les équations (19) et (20) et en intégrant on obtient les déformations :

$$\left. \begin{aligned} \varepsilon_\theta = -\varepsilon_r = \frac{k}{r^2} \quad \text{et} \quad \gamma = \sqrt{3} \varepsilon_\theta \\ \text{ou} \quad d\varepsilon_\theta = -d\varepsilon_r = \frac{k}{r^2} \quad \text{et} \quad d\gamma = \sqrt{3} d\varepsilon_\theta \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (21)$$

où : la constante k est déterminée à partir de la condition au bord de la cavité, soit :

$$d\epsilon_{\theta}(r_0) = \frac{d(\Delta X_0)}{r_0} = \frac{k}{r_0^2} ; \text{ d'où : } K = d(\Delta X_0) \cdot r_0 \dots\dots\dots (22)$$

Les déformations sont ainsi parfaitement définies.

- les relations de comportement prises en compte par le modèle, à savoir :

- . la fonction de charge.....équation (4b)
- . la relation contrainte-dilatance.....équation (2)
- . les équations d'élasticité

pour le chemin des contraintes étudié les équations d'élasticité peuvent s'écrire :

$$d\epsilon_z = \frac{1}{E'} \left[d\sigma_z' - \nu'(d\sigma_r' + d\sigma_{\theta}') \right]$$

notons que : $d\epsilon_z^p = 0$ on a donc : $d\epsilon_z^e = d\epsilon_z = 0$

et par conséquent : $d\sigma_z' = \nu'(d\sigma_r' + d\sigma_{\theta}')$

$$d\epsilon_v^e = \frac{1 - 2\nu'}{E'} \left[d\sigma_r' + d\sigma_{\theta}' + d\sigma_z' \right] = \frac{1 - 2\nu'}{E'} (1 + \nu') \cdot 2 dp' \dots\dots\dots (23)$$

$$= \frac{1 - 2\nu'}{G} dp'$$

$$d\gamma^e = \frac{d\tau_{oct}}{2G}$$

$$\text{où : } \tau_{\text{oct}} = \left[3q^2 + (1 - 2\nu')^2 p'^2 \right]^{1/2} = p' \left[3h^2(\gamma) + (1 - 2\nu')^2 \right]^{1/2}$$

En combinant les équations (23) et (2) on obtient la relation incrémentale :

$$d\gamma = \frac{1 - 2\nu'}{G_n} dp' + \frac{1}{2G} d\tau_{\text{oct}} ; \text{ où : } n = n(q/p') \dots \dots \dots (24)$$

L'équation 4b peut s'écrire également sous la forme incrémentale :

$$dq = h(\gamma) \cdot dp' + p'_i \cdot [d h(\gamma)] \dots \dots \dots (25)$$

Ces deux relations incrémentales permettent de déterminer l'état des contraintes effectives.

- l'équation d'équilibre à l'état déformé :

$$\frac{d\sigma_r}{d\rho} + \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{\rho} = 0 \quad \text{ou :} \quad \frac{d\sigma_r}{d\rho} + \frac{2q}{\rho} = 0 \dots \dots \dots (26)$$

avec la condition aux limites de l'échantillon $(\sigma_r(R) = p_o)$ permet de déterminer les contraintes totales.

- la surpression interstitielle est alors donnée par :

$$u = \sigma_r - \sigma'_r \quad \text{où :} \quad \sigma'_r = q + p' \dots \dots \dots (27)$$

L'algorithme de résolution suit les démarches suivantes :

- pour chaque incrément du déplacement du bord de la cavité $d(\Delta X_0)$, on calcule les incréments des déformations $d\varepsilon_r(r)$; $d\varepsilon_\theta(r)$ et de la distorsion correspondante $d\gamma(r)$ et on réétablit le maillage à l'état déformé ;

- pour la distorsion atteinte à l'état déformé on calcule les valeurs de la fonction $h(\gamma)$, du rapport des contraintes (q/p') correspondant et du paramètre de compressibilité plastique $n(q/p')$ à chaque rayon ;

- les incréments des contraintes (dp' et dp) sont alors calculés à chaque rayon en utilisant les équations (24) et (25) ;

- la surpression interstitielle $\Delta u(\rho)$ est calculée à partir des équations (26) et (27).

La résolution numérique par processus incrémental a nécessité la mise au point d'un programme de calcul en différences finies dont l'organigramme est donnée en annexe. On remarque que le programme peut simuler soit un essai d'expansion à pression de cavité σ_c contrôlée soit encore un essai d'expansion à déplacement ΔX_0 contrôlé.

Stabilité et convergence de la résolution numérique - la résolution numérique nécessite la définition de trois paramètres : nombre d'éléments constituant le maillage : N , l'incrément de la distorsion - $\Delta\gamma$ et la tolérance de convergence - $\Delta(\%)$ entre la distorsion imposée et celle calculée. Les Figures 7 et 8 montrent l'effet du paramètre $\Delta\gamma$ sur les

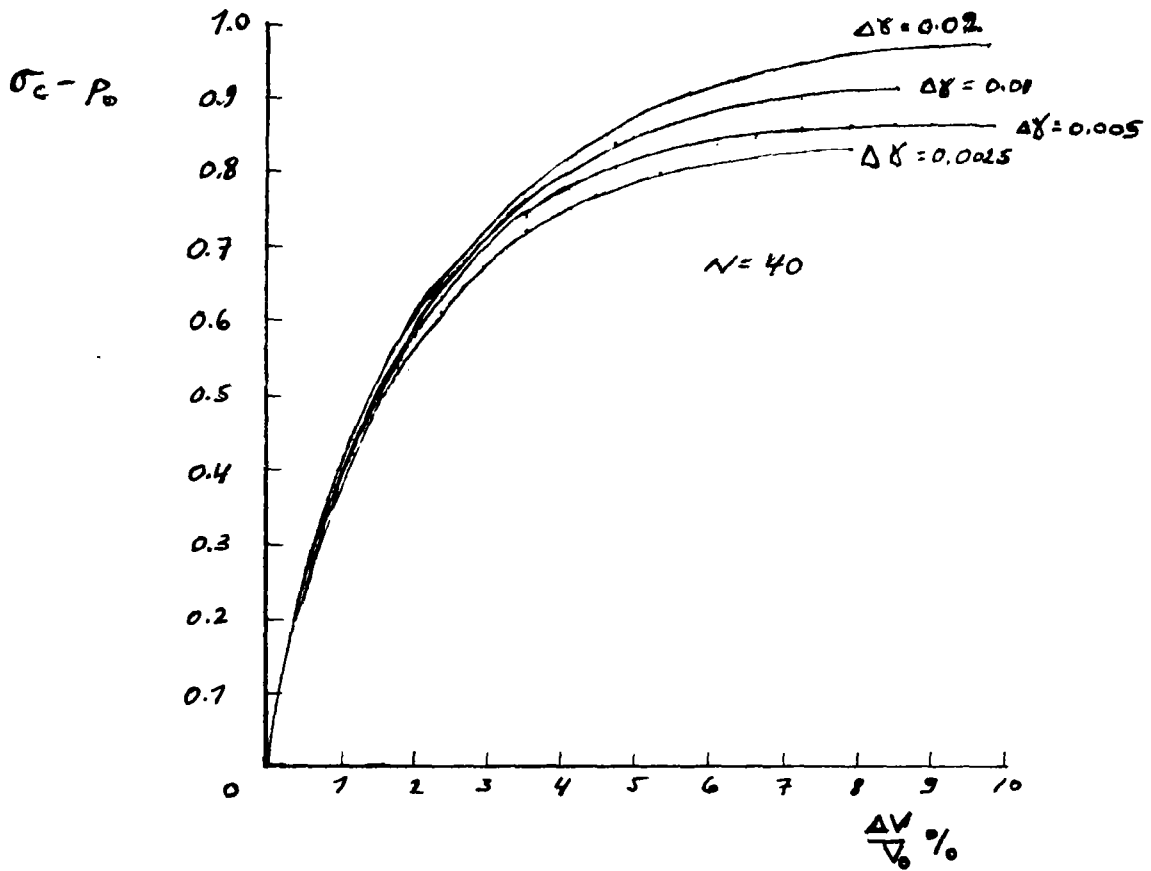


Fig. 7 - Effet du pas $\Delta\gamma$ sur la courbe d'expansion $\Delta\sigma_T = f(\Delta V/V_0)$

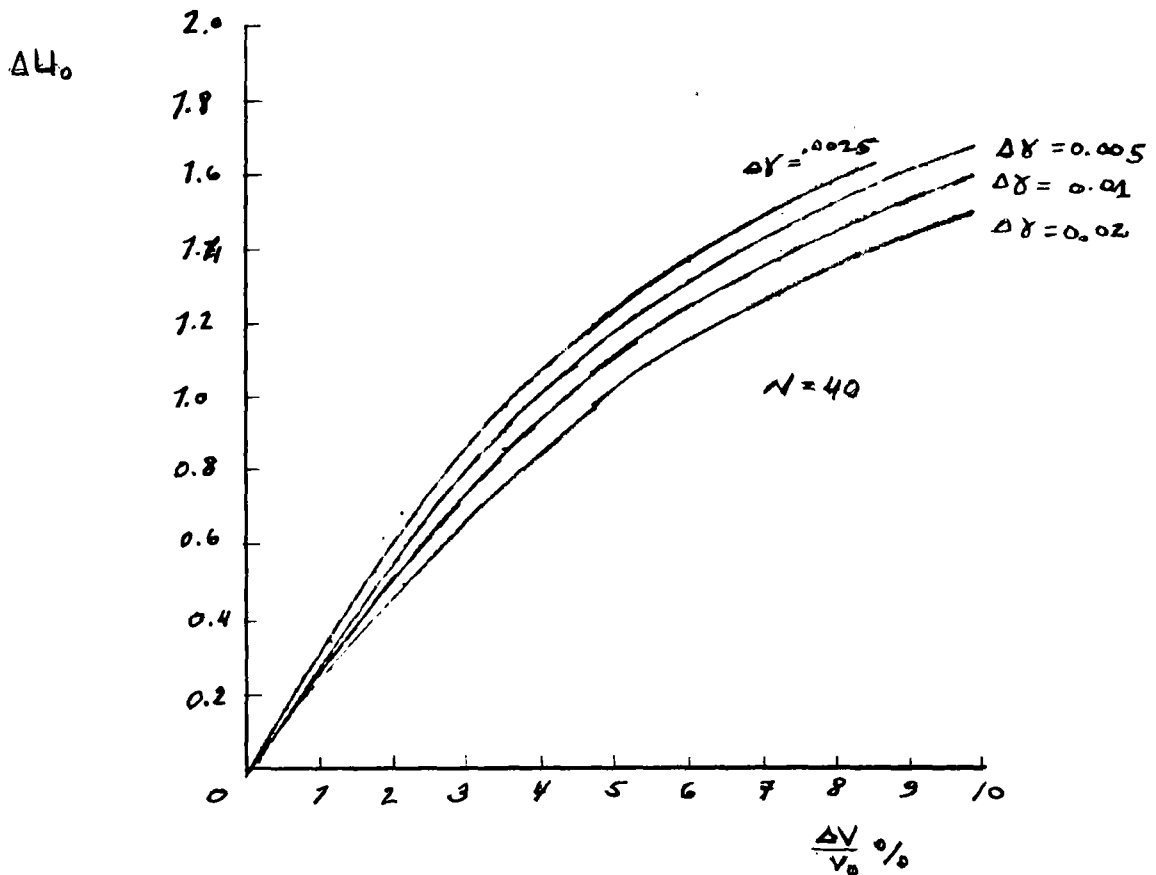


Fig. 8 - Effet du pas $\Delta\gamma$ sur l'évolution des surpressions interstitielles $\Delta u_0 = g(\Delta V/V_0)$

courbes d'expansion $\Delta\sigma_r = f(\Delta V_c/V_o)$ - (Fig. 7) et des surpressions interstitielles $\Delta u = f(\Delta V/V_o)$ - (Fig. 8). Les Figures 9 et 10 montrent l'effet du paramètre N sur ces mêmes courbes. Cette étude est effectuée pour un sol ayant les caractéristiques suivantes :

$$E' = 15600 \text{ kPa} ; \quad \nu' = 0.33 ; \quad p_o = 150 \text{ kPa} ; \quad \phi = 33^\circ ;$$

et en considérant pour $\eta(q/p')$ une fonction analogue à celle proposée par NOVA et WOOD (1979) ($\mu = 2$).

On note que l'effet du paramètre $\Delta(\%)$ est pratiquement négligeable lorsque sa valeur est inférieure à 0.5 %. On remarque que pour $N = 40$ la convergence est satisfaisante en particulier en comparant les courbes obtenues pour $N = 40$ et $N = 20$. En comparant les courbes présentées sur les Figures 7 et 8, on remarque qu'en variant le paramètre $\Delta\gamma$, à nombre d'éléments constant ($N = 40$), on obtient une convergence satisfaisante ($< 5 \%$) pour $\Delta\gamma = 0.0025$.

Cette étude de la convergence de la résolution numérique a conduit à adopter pour les calculs : $N = 40$; $\Delta\gamma = 0.0025$ et $\Delta(\%) < 0.5\%$. La Figure 11 montre une comparaison de la fonction de charge considérée (fonction donnée - $h(\gamma)$) à l'évolution du rapport q/p' en fonction de la distorsion γ , au bord de la cavité ($\rho = \rho_o$), calculée pour un sol ayant les caractéristiques citées ci-dessus. Cette comparaison confirme la fiabilité de la résolution numérique- les résultats des calculs étant identiques à la fonction donnée.

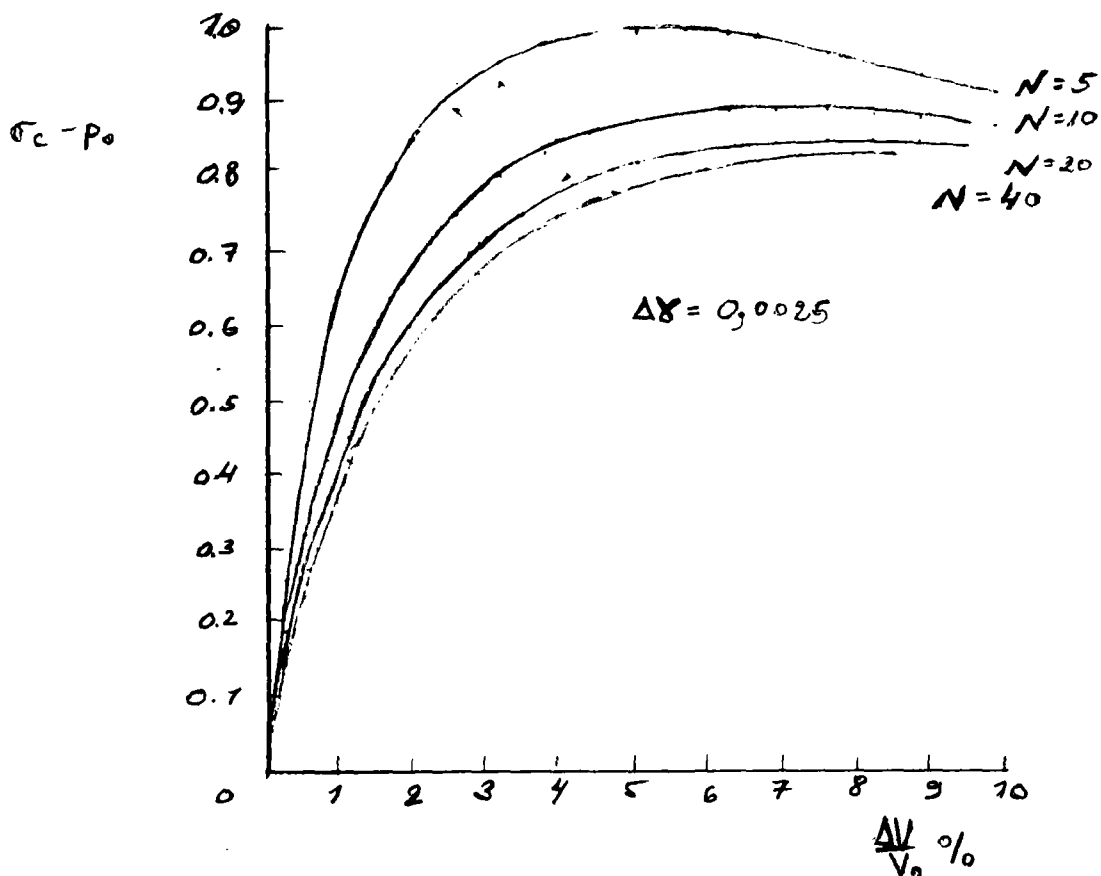


Fig. 9 - Effet du paramètre N sur la courbe d'expansion $\Delta \sigma_r = f(\Delta V/V_0)$

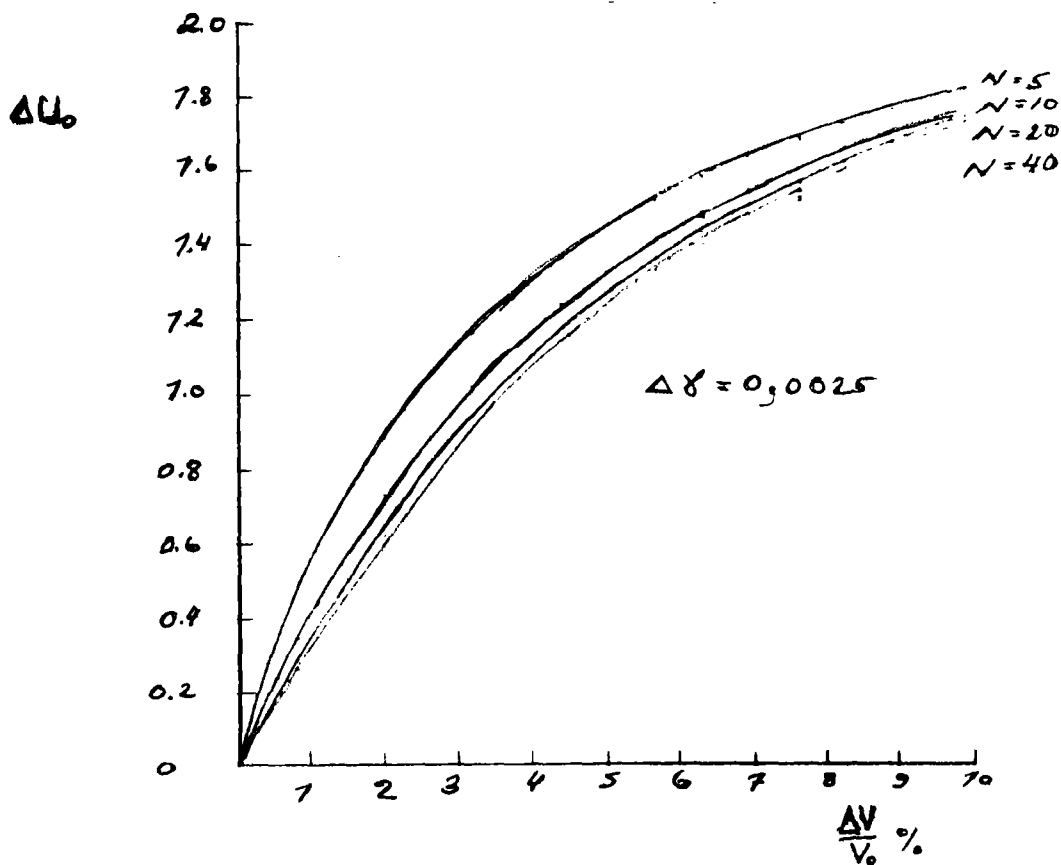


Fig. 10 - Effet du paramètre N sur l'évolution des surpressions interstitielles $\Delta u = \alpha(\Delta V/V_0)$

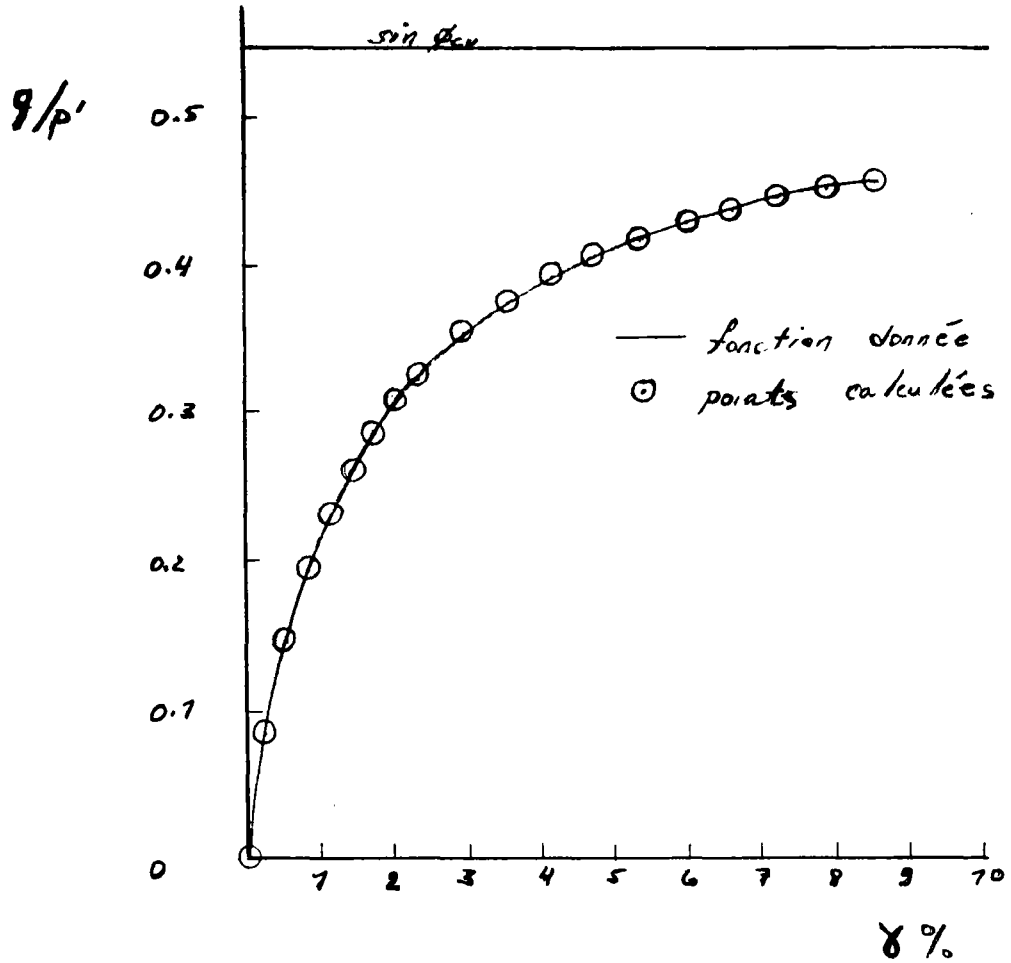


Fig. 11 - Vérification de la résolution numérique - Comparaison de la fonction $h(\gamma)$ donnée à celle déduite du rapport des contraintes (q/p') calculé au bord de la cavité ($\rho=\rho_0$)

IV.3. - ANALYSE DES RESULTATS D'ESSAIS D'EXPANSION NON DRAINEE AU
CYLINDRE CREUX - COMPARAISON DE LA THEORIE A L'EXPERIENCE

Présentation - Caractéristiques du sol étudié

Le sol utilisé dans le cadre de cette étude est le Limon de Jossigny dont les caractéristiques sont données dans un premier rapport. Les essais triaxiaux effectués sur des échantillons reconstitués en Laboratoire ont permis une détermination expérimentale de la fonction de charge $f(\underline{\sigma} ; \gamma)$ et de la fonction contrainte-contraintance plastique $\eta(q/p')$ du sol. Les résultats principaux sont présentés sur les Figures 12 et 13.

La Figure 12 présente les résultats de deux essais de compression triaxiale, consolidés, non drainés à contrainte de confinement latérale constante égale à la contrainte de consolidation isotrope de l'essai σ'_o . Ces 2 essais ont été effectués respectivement à $\sigma'_o = 150$ kPa (essai - ND3) et 300 kPa (essai ND - 9) à une vitesse de déplacement axial du piston constante de 30 μ /min avec mesure de la pression interstitielle. On remarque que les chemins des contraintes effectives parcourus par le sol lors de ces essais, présentés dans le plan $(q ; p')$, sont pratiquement homothétiques et conduisent à une droite intrinsèque définie par un angle de frottement interne de $\phi=33^\circ$ et une cohésion nulle $c = 0$. On présente également dans ce plan les courbes d'isodistorsion ($\gamma = c^{te}$). On note que ces courbes peuvent être assimilées à des droites passant par l'origine dont la pente augmente avec la distorsion suivant la fonction de charge considérée, soit (eq. 4) :

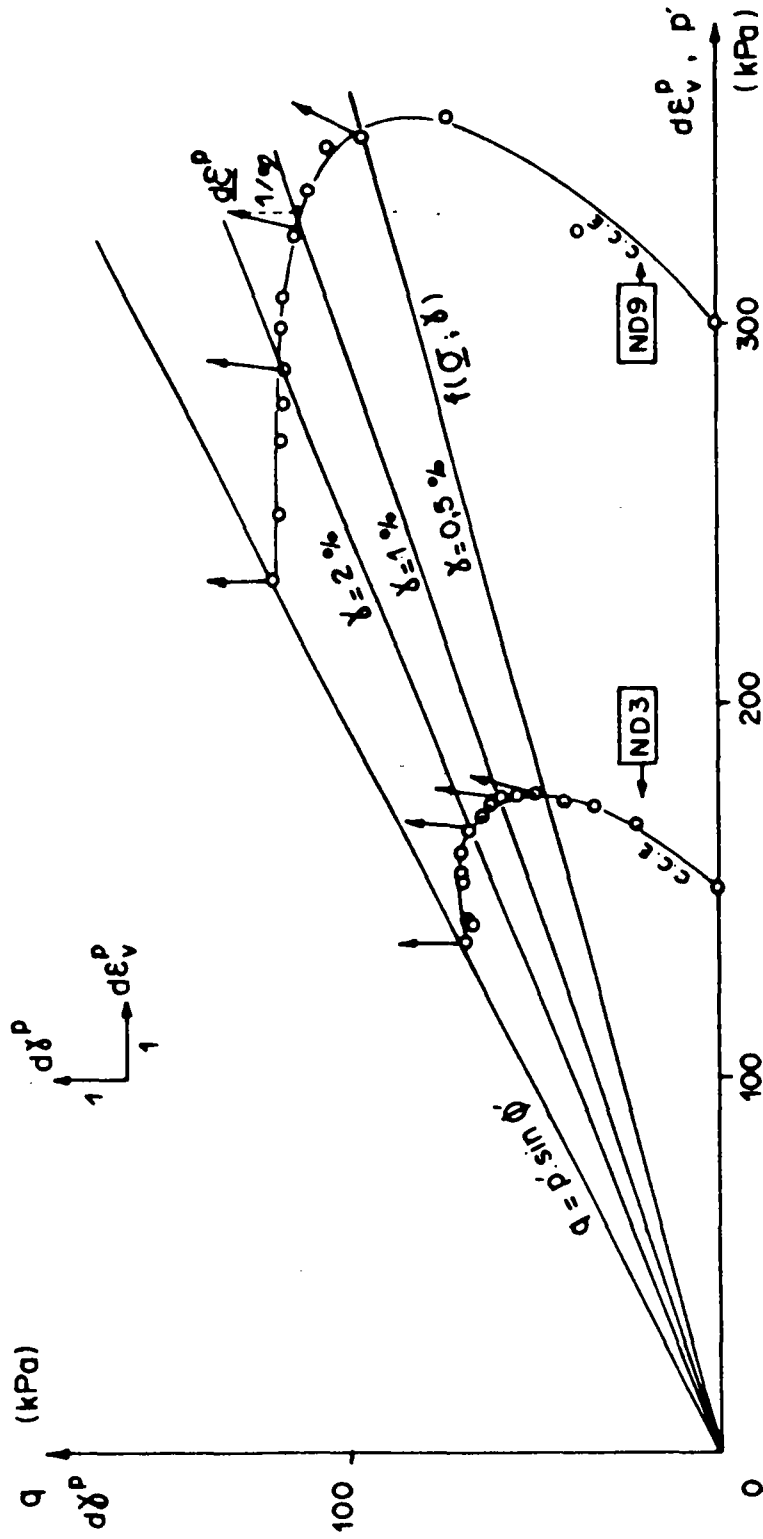


Fig. 12 - Comportement du sol lors d'un essai de compression triaxiale non drainée

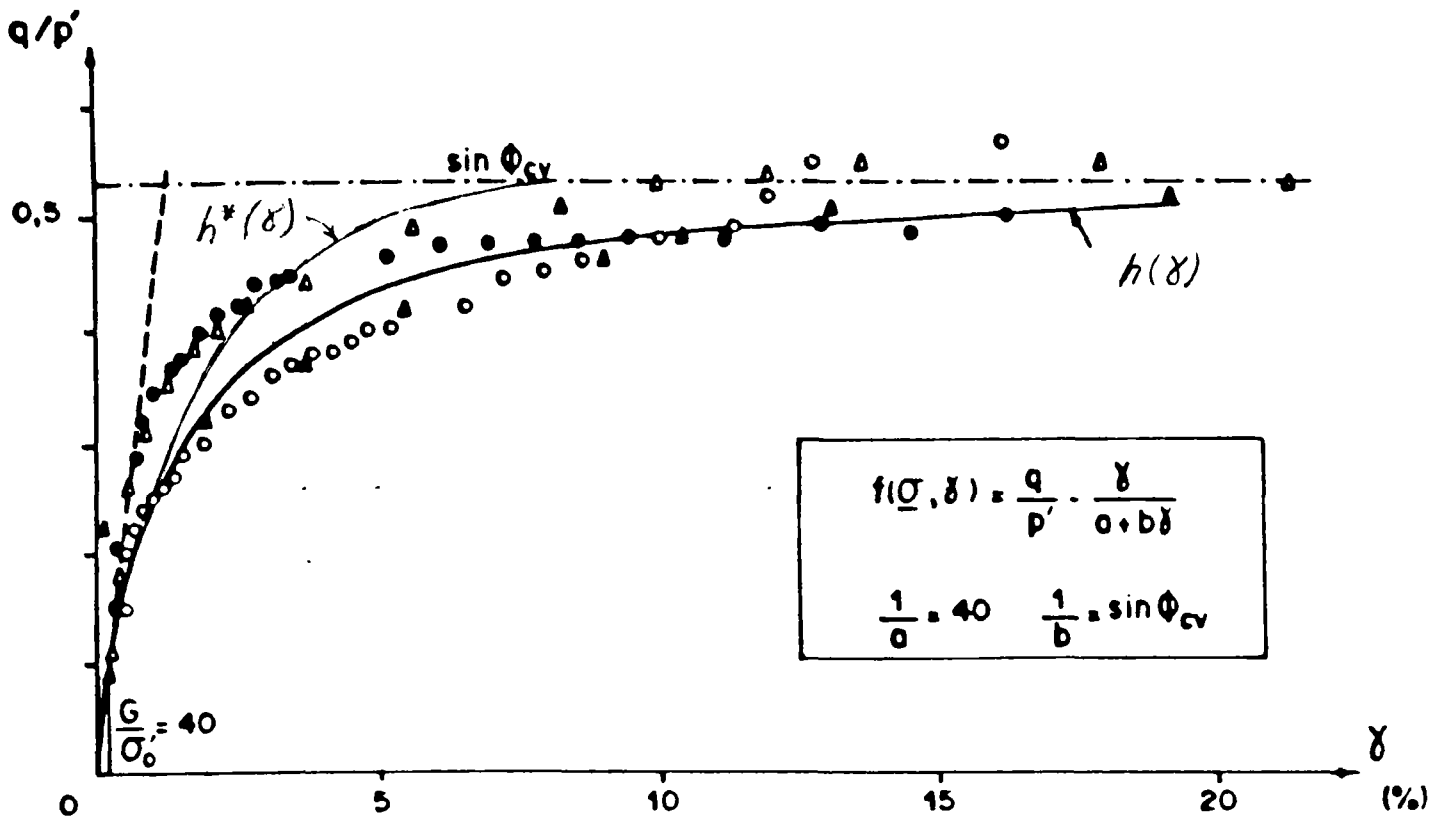


Fig. 13a - Détermination expérimentale de la fonction de charge $f(\underline{\sigma} ; \gamma)$ du limon de Jossigny

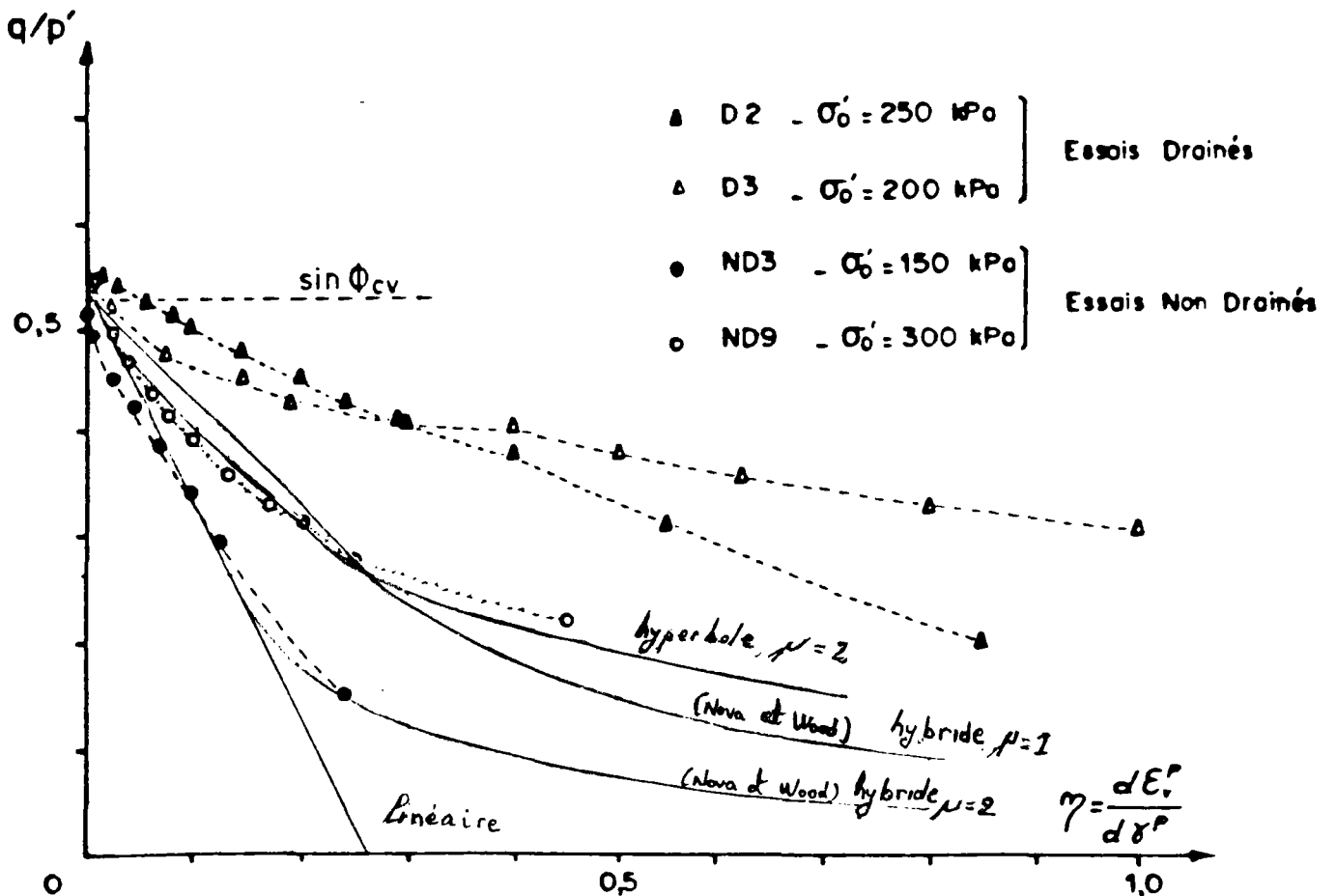


Fig. 13b - Variation du paramètre de compressibilité plastique au cours d'essais de compression triaxiale drainés et non drainés.

$$f(\underline{\sigma} ; \gamma) = q/p' - h(\gamma) = 0$$

En admettant la coïncidence des axes principaux des contraintes et d'incrémentations de déformations plastiques, on présente dans le plan $(d\gamma^P ; d\varepsilon_v^P)$ l'évolution du paramètre de compressibilité (contractance) plastique η au cours de ces deux essais. Comme il est illustré sur la Figure 12, ce paramètre définit pour chaque état des contraintes la direction du tenseur incrément de déformation plastique $\underline{d\varepsilon}^P$ correspondant. Sa valeur est déterminée à partir de l'équation (5).

Notons que pour le cas d'un essai triaxial non drainé, cette équation peut s'écrire sous la forme :

$$\eta = \frac{d\varepsilon_v^P}{d\gamma^P} = \frac{1 - 2\nu'}{E'} \cdot \frac{2 \frac{dq}{d\gamma} - 3 \frac{d(\Delta u)}{d\gamma}}{1 - \frac{1}{G} \frac{dq}{d\gamma}} \dots\dots\dots (28)$$

Pour déterminer les caractéristiques du sol à introduire dans le modèle développé, on présente sur la Figure 13 les résultats obtenus à partir des essais triaxiaux drainés avec mesure de la déformation volumique du sol ainsi qu'à partir des essais triaxiaux non drainés avec mesure de la pression interstitielle dans les plans $(q/p' ; \gamma)$ et $(q/p' ; \eta)$. On constate que dans le plan $(q/p' ; \gamma)$ on peut considérer une courbe représentative hyperbolique (eq. 4b) ayant les caractéristiques suivantes :

$$\frac{1}{a} = \frac{G}{\sigma_0'} \approx 40 ; \phi_{cv}' = 33^\circ ; \frac{1}{b} = \sin \phi_{cv} = 0,53$$

Cependant, comme il est illustré sur la Figure 12, les chemins des contraintes effectives ne sont pas asymptotiques à la surface de rupture. En effet, ces chemins atteignent cette surface pour une distorsion γ égale à environ 8 %. Comme le montre la Figure 13, à cette distorsion la fonction $h(\gamma)$ atteint pratiquement sa valeur maximale, soit :

$$h(\gamma_f = 8 \%) = (q/p')_f = \sin \phi_{cv}$$

Il en résulte que la fonction de charge considérée (eq.4b) correspond à un cas particulier pour lequel la valeur de γ_f est supposée infinie. Elle conduit généralement à sousestimer la contrainte déviatorique q nécessaire pour provoquer une distorsion γ donnée. Pour en tenir compte lors de l'interprétation des essais on admet qu'aux grandes déformations ($\gamma > \gamma_f$) le sol a un comportement parfaitement plastique et à $\gamma = \gamma_f$ la fonction $h(\gamma)$ atteint donc un palier tel que $h(\gamma_f) = \sin \phi_{cv}$. De plus on admet que la distorsion γ_f , pour laquelle le sol atteint l'état d'écoulement parfaitement plastique, est une caractéristique intrinsèque et donc indépendante de l'histoire de sollicitation. Ces hypothèses conduisent à considérer une fonction $h(\gamma)$ modifiée que l'on notera $h^*(\gamma)$ telle que :

$$\left. \begin{aligned} \text{pour : } \gamma < \gamma_f : h^*(\gamma) &= \frac{\gamma}{a + b^* \gamma} \\ \text{où : } \frac{1}{a} &= \frac{G}{\sigma_o'} \text{ et } \frac{1}{b^*} = \frac{1}{\sin \phi_{cv}} - \frac{\sigma_o'}{G \cdot \gamma_f} \\ \text{pour : } \gamma > \gamma_f : h^*(\gamma) &= \sin \phi_{cv} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (29)$$

La fonction $h^*(\gamma)$ ainsi définie est illustrée sur la Figure 13a. On remarque qu'elle permet une meilleure interprétation des résultats expérimentaux.

En considérant l'hypothèse d'un comportement élasto-plastique à $\gamma < \gamma_f$ et d'un écoulement parfaitement plastique aux grandes déformations pour $\gamma = \gamma_f$, l'analyse de l'essai d'expansion non drainée au cylindre creux s'effectue de la manière suivante :

- Pour chaque incrément du déplacement au bord de la cavité $d(\Delta X_0)$ on calcule à partir de l'équation de compatibilité (équation 19) en considérant les conditions de l'essai à volume constant ($d\epsilon_v = 0$) et à déformation verticale plane ($d\epsilon_z = 0$) (équation 20), les incréments des déformations $d\epsilon_r(r)$; $d\epsilon_\theta(r)$ et de la distorsion correspondante $d\gamma(r)$ et on réétablit le maillage à l'état déformé.

- Lorsque la distorsion au bord de la cavité atteint et dépasse la valeur γ_f une zone de plasticité confinée se propage autour de la cavité et la frontière de cette zone correspond au rayon ρ_f pour lequel on obtient $\gamma = \gamma_f$. Ce rayon ρ_f sépare donc une zone ($\rho_f < \rho < \rho_R$) où le sol a un comportement élasto-plastique d'une zone de plasticité confinée au voisinage de la cavité ($\rho_0 \leq \rho \leq \rho_f$) où le sol atteint un état parfaitement plastique.

- Dans la zone de comportement élasto-plastique, les calculs sont effectués suivant l'algorithme de résolution défini précédemment (Iv - 2) et donnent l'état des contraintes totales et effectives à la

frontière $\rho = \rho_f$ ainsi que les surpressions interstitielles $\Delta u(\rho_f)$ en ce point.

- Dans la zone de plasticité confinée la résistance du sol au cisaillement est entièrement mobilisée et l'état des contraintes effectives est donc invariable, soit :

$$\left. \begin{aligned} q(\rho) &= q(\rho_f) = q_f \\ p'(\rho) &= q_f/h^*(\gamma_f) = p'(\rho_f) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (30)$$

On remarque que cette solution vérifie la condition d'un écoulement plastique à déformation volumique nulle (pour $\gamma = \gamma_f$ on a : $h^*(\gamma) = \sin \phi_{cv}$ et $\eta = 0$).

L'équation d'équilibre peut alors s'écrire sous la forme :

$$\frac{d\sigma_r(\rho)}{d\rho} + \frac{2q_f}{\rho} = 0 \dots\dots\dots (31)$$

dont la solution est :

$$\sigma_r(\rho) = p_f + q_f \ln\left(\frac{\rho_f}{\rho}\right)^2 \dots\dots\dots (32)$$

où : p_f est la pression du fluage au rayon $\rho = \rho_f$, soit :

$$p_f = \sigma_r(\rho_f)$$

La pression de cavité est donc donnée par :

$$\sigma_c = \sigma_r(\rho_o) = \sigma_r(\rho_f) + q_f \ln \left(\frac{\rho_f}{\rho_o} \right)^2 \dots\dots\dots (33)$$

La surpression interstitielle dans la zone de plasticité confinée est donnée par :

$$\Delta u(\rho) = \sigma_r(\rho) - \sigma_r'(\rho) = \Delta u(\rho_f) + q_f \ln \left(\frac{\rho_f}{\rho} \right)^2 \dots\dots\dots (34)$$

La Figure 13b montre les courbes contrainte-contractance plastique $\eta(q/p')$ déterminées expérimentalement à partir des essais triaxiaux, drainés et non drainés, effectués à différentes contraintes de consolidation σ_o' (équations 5 et 28). Les courbes expérimentales sont comparées à des courbes théoriques calculées en considérant respectivement :

- Une fonction $\eta(q/p')$ linéaire à $\mu = 2$ ayant pour équation :

$$\eta = \frac{1}{\mu} \left[\sin \phi_{cv} - q/p' \right] \dots\dots\dots (35)$$

- Une fonction $\eta(q/p')$ hyperbolique à $\mu = 2$, ayant pour équation :

$$\eta = \frac{\sin \phi_{cv}}{\mu} * \frac{\sin \phi_{cv} - q/p'}{q/p'} \dots\dots\dots (36)$$

- Une fonction analogue à celle proposée par NOVA et WOOD (1979) comprenant une droite tangente à $q/p' = \frac{1}{2} \sin \phi_{cv}$ à une hyperbole, soit :

$$\left. \begin{aligned}
 \text{pour : } & \frac{\sin \phi_{cv}}{2} \leq q/p' \leq \sin \phi_{cv} ; \eta = \frac{1}{\mu} \left[\sin \phi_{cv} - q/p' \right] \\
 \text{pour : } & 0 \leq q/p' \leq \frac{\sin \phi_{cv}}{2} ; \eta = \frac{\sin^2 \phi_{cv}}{4\mu} \cdot \frac{1}{q/p'}
 \end{aligned} \right\} \dots (37)$$

Comme il a été noté dans le premier rapport, la fonction $\eta (q/p')$ dépend du chemin des contraintes effectives parcouru par le sol au cours de sa distorsion. Les courbes expérimentales $\eta (q/p')$ pour les chemins des contraintes étudiés sont incluses dans un faisceau ayant pour borne supérieure les courbes obtenues à partir d'essais triaxiaux drainés et pour borne inférieure celles obtenues à partir d'essais triaxiaux non drainés. Cependant, ce faisceau peut être caractérisé par une courbe représentative d'équation analogue à celle proposée par NOVA et WOOD (équation 37) ayant un module μ à l'origine dont la valeur est incluse dans un intervalle tel que : $1 < \mu < 2$.

En s'appuyant sur ces résultats, on peut procéder à une comparaison de la théorie à l'expérience.

Comparaison des résultats théoriques à l'expérience et aux résultats obtenus à partir d'un modèle élastique parfaitement plastique

On présente une comparaison entre les courbes d'expansion théoriques et expérimentales obtenues en analysant les résultats de deux essais d'expansion non drainée au cylindre creux effectués à pression de consolidation égale respectivement à $p'_0 = 150$ kPa (essai-L₅) et $p'_0 = 200$ kPa (essai-L₆). Pour ces deux essais, le rayon initial de

de la cavité est égale à $r_0 = \frac{1}{5} R = 1 \text{ cm}$ (R étant le rayon initial de l'échantillon). Les courbes d'expansion correspondent à la variation de la pression de cavité ($\sigma_c - p_0$) et à celle des surpressions interstitielles $\Delta u(r)$ mesurées respectivement à $r = 16 \text{ mm}$ et 30 mm en fonction de la déformation volumique de la cavité ($2g_0 = \Delta V_c / V_0$).

Afin d'évaluer l'effet des divers paramètres (forme de la relation contrainte-contractance plastique, valeur du module μ , valeur de la distorsion γ_f) sur la réponse du sol à la sollicitation appliquée les courbes théoriques sont calculées en considérant :

- la fonction de charge $f(g; \gamma)$ déterminée expérimentalement (Fig. 13) ; les caractéristiques du sol étant :

$$\frac{G}{\sigma_0'} = 40 ; \phi_{cv} \cong 33^\circ ; \nu = 0,33 \text{ (coefficient de Poisson)}$$

- différentes valeurs de γ_f , soit $\gamma_f = 4 \%$, 8% et infinie.

- différentes hypothèses sur la fonction schématisant la relation contrainte-contractance plastique, à savoir les trois définitions données par les équations 35, 36 et 37, le module μ étant égal à 2.

- différentes valeurs du module μ , soit $\mu = 1, 2$ et 4 , la valeur de γ_f étant fixée à 8% et la relation contrainte-contractance plastique étant celle définie par l'équation 37.

Par ailleurs, les courbes théoriques et les résultats expérimentaux sont comparés aux résultats obtenus à partir des calculs effectués en considérant un modèle élastique-parfaitement plastique. La solution dérivée en considérant ce modèle est développée dans le premier rapport. On admet que le sol est un matériau isotrope, élastique-parfaitement plastique, ayant le critère de plasticité de MOHR-COULOMB. On considère une expansion non drainée à déformation verticale plane avec les conditions aux limites de l'essai d'expansion au cylindre creux, soit :

$$\sigma_r(\rho_0) = \sigma_c \quad \text{et} \quad \sigma_r(\rho_R) = \sigma_R = p_0$$

En partant de ces hypothèses, on obtient pour la courbe d'expansion l'équation suivante (voir le premier rapport) :

- Tant que le sol au bord de la cavité est à l'état élastique:

$$\sigma_c - p_0 \cong G \left[1 - \left(\frac{r_0^2}{R^2} \right) \right] \cdot \left(\frac{\Delta V_c}{V_0} \right) \dots \dots \dots (38)$$

- Lorsque le sol au bord de la cavité atteint l'état d'écoulement parfaitement plastique et la zone de plasticité confinée se propage autour de la cavité :

$$\sigma_c - p_0 = q_f \left[1 - \left(\frac{G}{q_f} \right) \cdot \left(\frac{\rho_0^2}{\rho_R^2} \right) \cdot \left(\frac{\Delta V_c}{V_0} \right) + \ln \left(\frac{G}{q_f} \cdot \frac{\Delta V_c / V_0}{1 + \Delta V_c / V_0} \right) \right] \dots \dots \dots (39)$$

La surpression interstitielle générée par l'expansion non drainée est donnée par :

- Tant que le sol est à l'état élastique :

$$\Delta u(\rho) = - \frac{\rho_o^2}{\rho_R^2 - \rho_o^2} \cdot (\sigma_c - p_o) \dots \dots \dots (40)$$

- Lorsque le sol est à l'état plastique :

$$\Delta u(\rho) = - \left[\left(\frac{\rho_f}{\rho_R} \right)^2 - \ln \left(\frac{\rho_f}{\rho} \right)^2 \right] q_f \dots \dots \dots (41)$$

où : ρ_f la frontière de la zone plastique est donnée par :

$$\rho_f^2 = \left(\frac{G}{q_f} \right) \rho_o^2 \cdot \left(\frac{\Delta V_c}{V_o} \right)$$

et : q_f est la résistance au cisaillement du sol dont la valeur est donnée par le critère de MOHR-COULOMB. Pour le chemin des contraintes effectives parcouru par le sol élastique-parfaitement plastique lors de l'expansion non drainée au cylindre creux on obtient :

$$q_f = P_o' \sin \phi_{cv}$$

On remarque que cette valeur est considérablement supérieure à celle de la cohésion non drainée du sol C_u déterminée à partir des essais de révolution non drainée à l'appareil triaxial. L'écart entre les valeurs de q_f et C_u est dû au fait que la résistance au cisaillement du sol considéré (critère de MOHR-COULOMB) dépend du chemin des contraintes effectives parcouru par ce sol au cours de l'essai. Le modèle élastique-parfaitement plastique considéré conduit à sousestimer considérablement les surpressions interstitielles générées par l'expansion et par voie de conséquence à surestimer la résistance au cisaillement q_f du sol.

Comparaison des simulations théoriques aux résultats expérimentaux-

Essai - L₅

Effet de la fonction $\eta(q/p')$

Sur la Figure 14a on compare la courbe d'expansion expérimentale obtenue pour l'essai L₅ à des courbes théoriques calculées en considérant les caractéristiques du sol (G/σ'_o ; ϕ_{cv} ; ν) citées précédemment et les trois hypothèses schématisant la relation $\eta(q/p')$ définies par les équations 35, 36 et 37 ($\mu = 2$ et γ_f étant infinie). On remarque que l'hypothèse d'une relation $\eta(q/p')$ hyperbolique conduit à sousestimer considérablement la résistance du sol à l'expansion. L'hypothèse d'une relation $\eta(q/p')$ analogue à celle proposée par NOVA et WOOD conduit à des résultats qui sont proches de ceux obtenus en considérant une relation $\eta(q/p')$ linéaire. Elle semble être plus adéquate pour décrire le comportement réel du sol au cours de l'essai. Cependant, elle conduit également à sousestimer la résistance du sol à l'expansion ; l'écart entre la théorie et l'expérience étant d'environ 33 %.

Sur les Figures 14b et 14c on compare les surpressions interstitielles mesurées respectivement à $r = 16$ mm et 30 mm au cours de l'expansion aux valeurs théoriques calculées en considérant les hypothèses citées ci-dessus. Cette comparaison confirme que l'hypothèse proposée par NOVA et WOOD semble être la plus adéquate pour analyser la réponse du sol à l'expansion. L'hypothèse d'une relation $\eta(q/p')$ hyperbolique conduit à surestimer considérablement les surpressions interstitielles développées au voisinage de la cavité alors que

Fig. 14a - Effet de la fonction $n(q/p')$ sur la courbe d'expansion-
Essai L₅

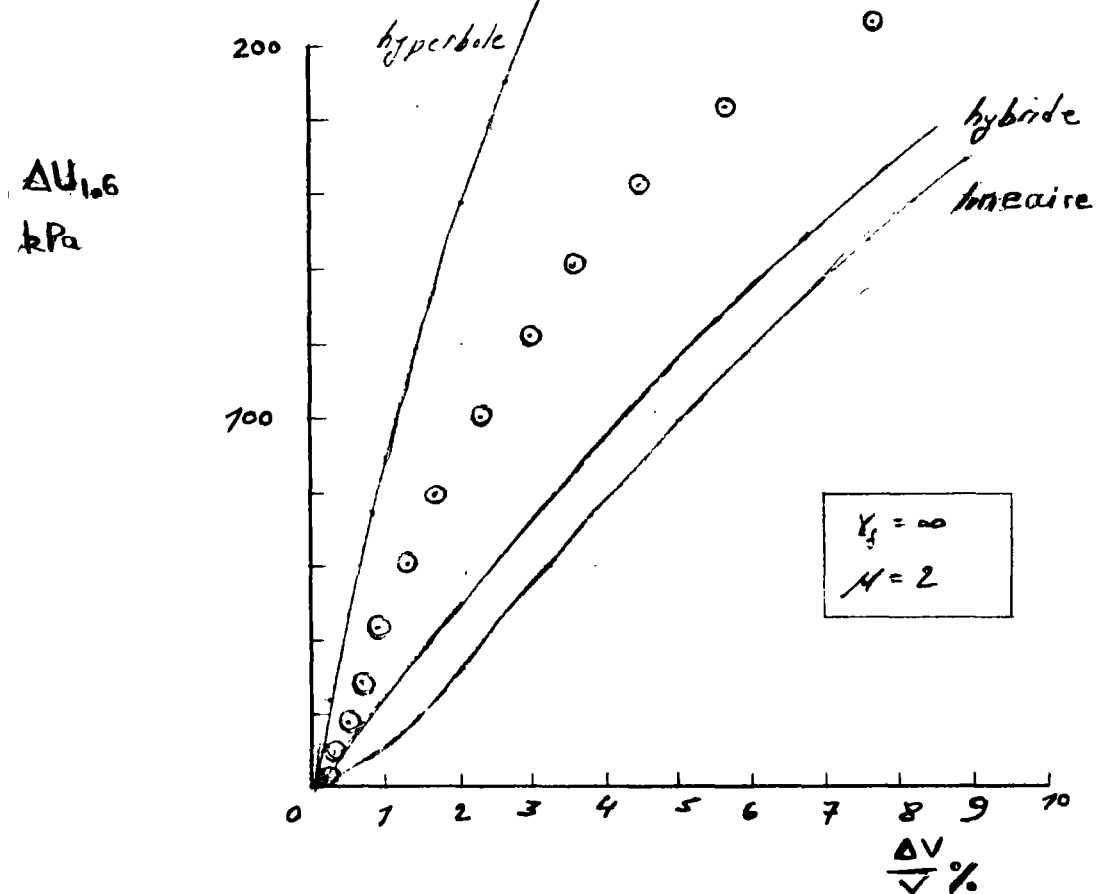
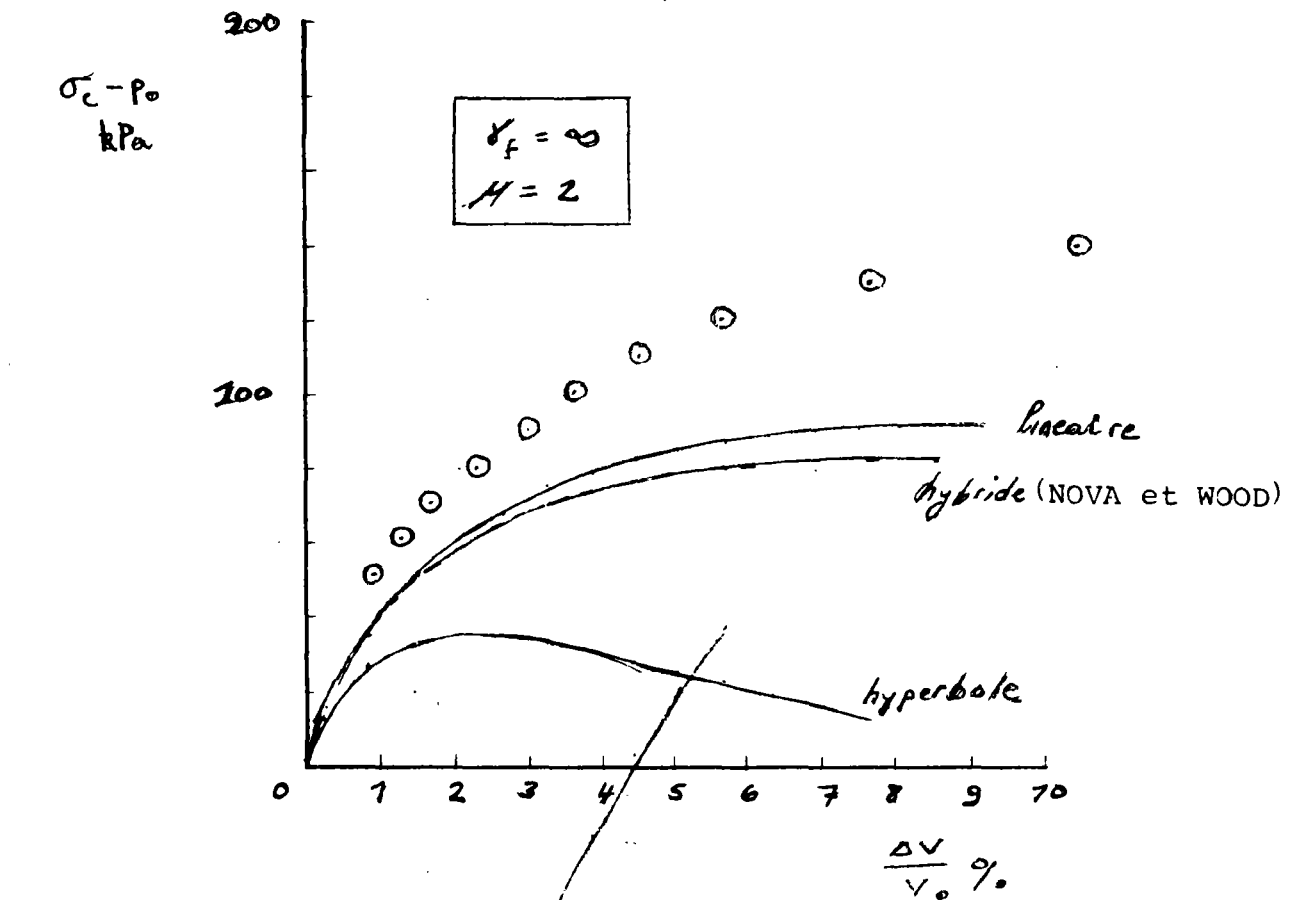


Fig. 14b - Effet de la fonction $n(q/p')$ sur les surpressions inters-
titielles au voisinage de la cavité ($r = 16$ mm)-Essai L₅

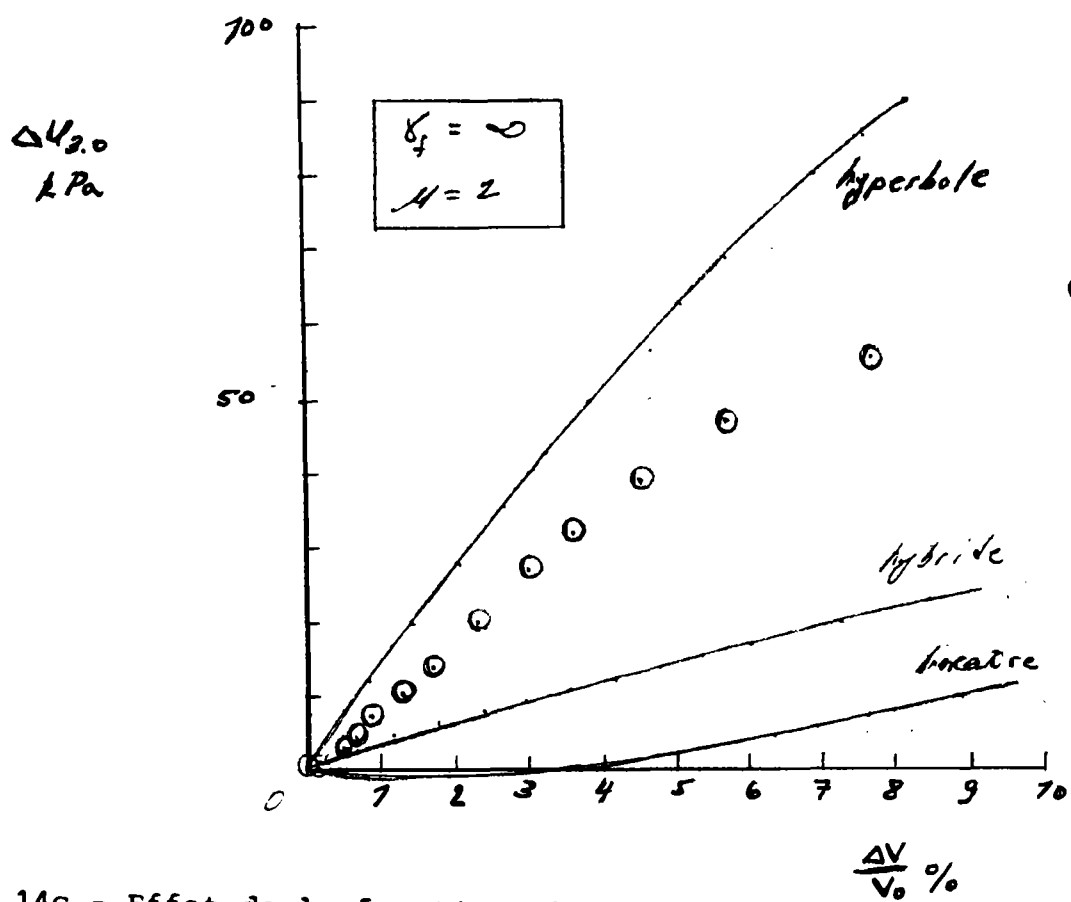


Fig. 14c - Effet de la fonction $n(q/p')$ sur les surpressions interstitielles à $r = 30$ mm - Essai L_5

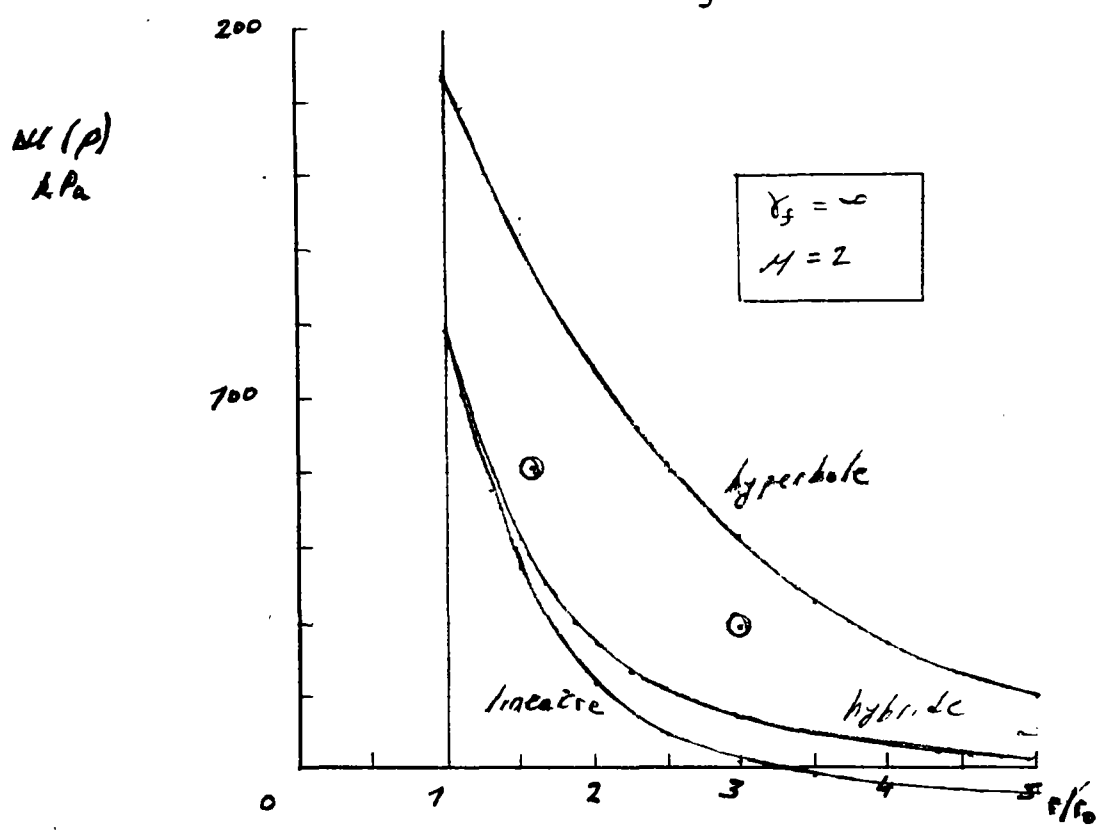


Fig. 14d - Effet de la fonction $n(q/p')$ sur la distribution des surpressions interstitielles dans l'échantillon - Essai L_5

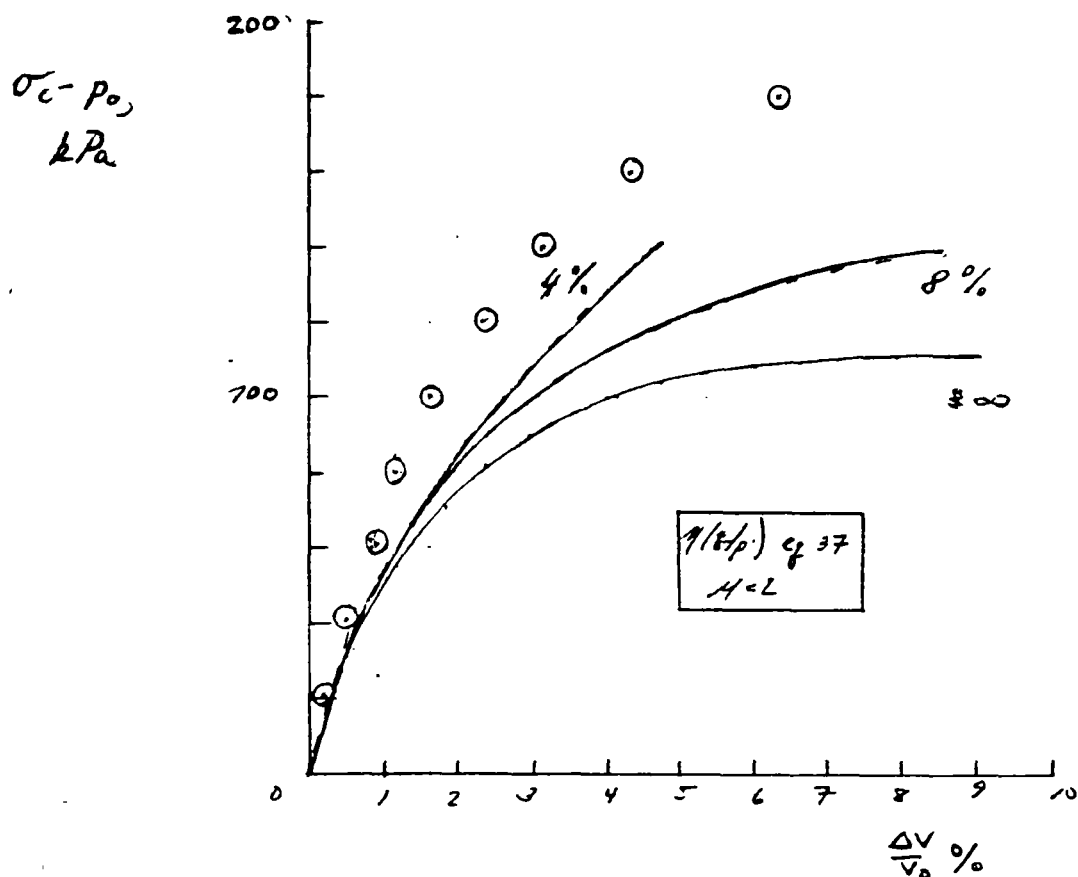


Fig. 15a - Effet de la valeur de γ_f sur la courbe d'expansion - Essai L₅

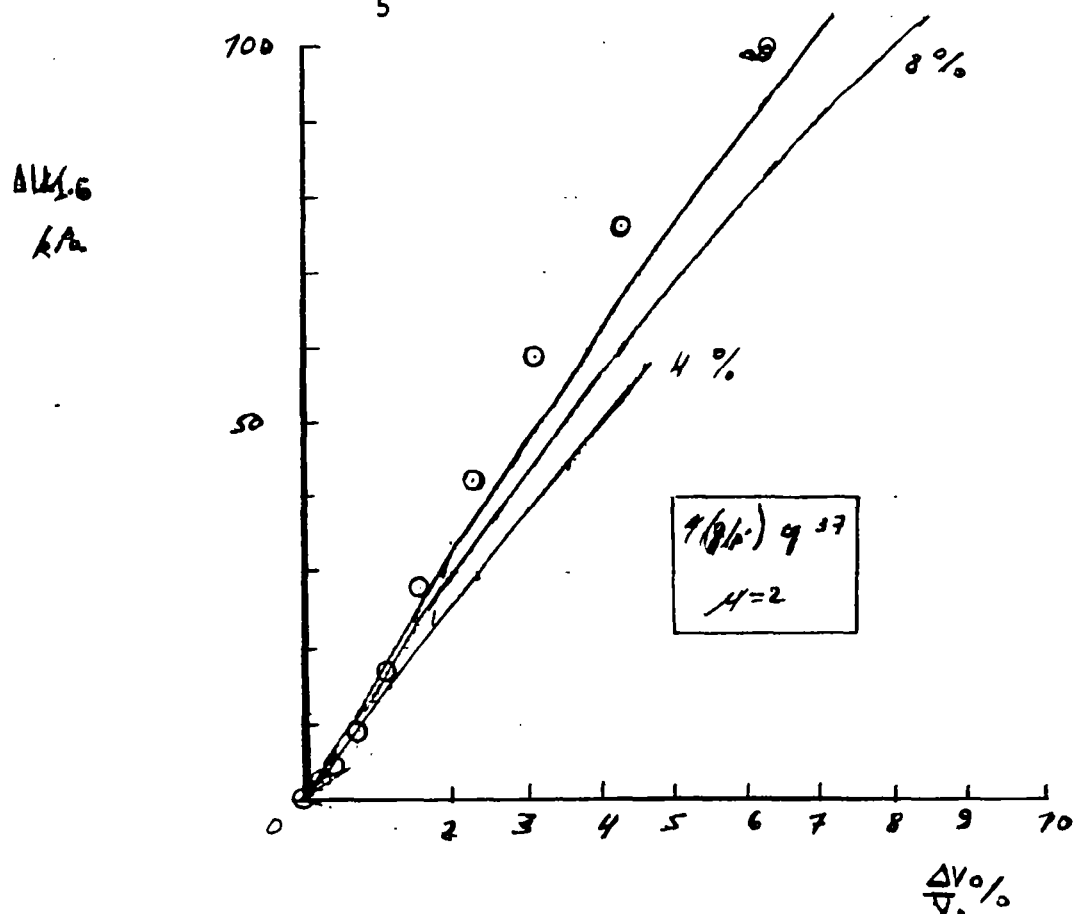


Fig. 15b - Effet de la fonction γ_f sur les surpressions interstitielles au voisinage de la cavité ($r = 16$ mm) - Essai L_c

l'hypothèse proposée par NOVA et WOOD conduit à une sous-estimation d'environ 25 % par rapport aux valeurs mesurées à $r = 16$ mm.

Sur la Figure 14d on présente les distributions des surpressions interstitielles calculées en considérant les hypothèses citées ci-dessus. En comparant les valeurs théoriques et expérimentales on remarque que la théorie semble surestimer le gradient des surpressions interstitielles au voisinage de la cavité. Par ailleurs, l'hypothèse d'une relation $\eta(q/p')$ linéaire conduit à des valeurs négatives des surpressions interstitielles au sein de l'échantillon et cela contrairement aux résultats expérimentaux. Cette contradiction entre la théorie et l'expérience est essentiellement due au fait que comme il est illustré sur la Figure 13 l'hypothèse d'une relation $\eta(q/p')$ linéaire consiste à sous-estimer considérablement la contractance plastique du sol sous faibles niveaux de la contrainte déviatorique q et du rapport des contraintes q/p' correspondant.

Effet de la valeur de γ_f

Sur les Figures 15 et 16 on présente l'effet de la distorsion γ_f sur la réponse du sol à l'expansion. Les courbes théoriques d'expansion (Figure 15a) et des surpressions interstitielles (Figure 15b, c et d) sont calculées en considérant les caractéristiques du sol (G/σ'_0 ; ϕ_{cv} ; ν) citées précédemment, une relation $\eta(q/p')$ définie par l'hypothèse de NOVA et WOOD (équation 37) à module $\mu = 2$, et différentes valeurs de γ_f , à savoir : $\gamma_f = 4$ %, 8 % et infinie.

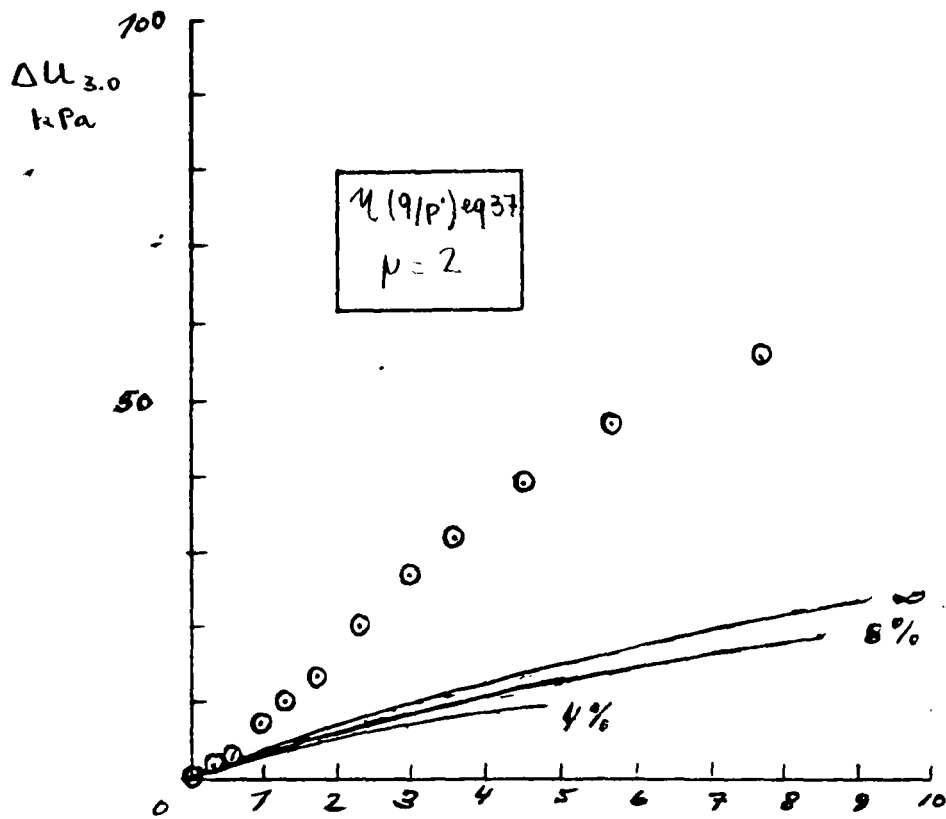


Fig. 15c - Effet de la fonction γ_f sur les surpressions interstitielles à $r = 30$ mm - Essai L_5

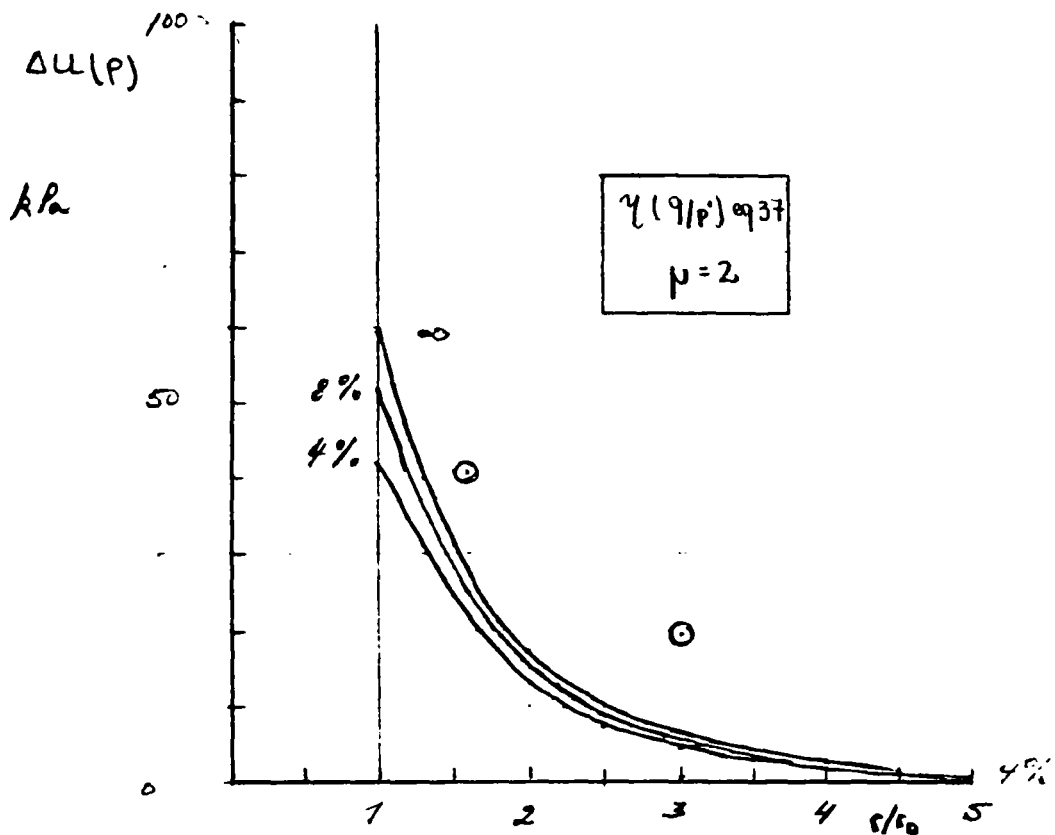


Fig. 15d - Effet de la fonction γ_f sur la distribution des surpressions interstitielles dans l'échantillon - Essai L_5

En comparant les courbes d'expansion théoriques et expérimentales (Figure 15a), on remarque que la modification apportée au modèle en considérant qu'aux grandes déformations ($\gamma \approx \gamma_f$) le sol atteint un état parfaitement plastique permet de réduire l'écart entre la théorie et l'expérience. En considérant la valeur de $\gamma_f = 8 \%$ déterminée expérimentalement à partir des essais de révolution, non drainés, à l'appareil triaxial (Figures 12 et 13), l'écart entre la théorie et l'expérience est d'environ 20 %.

Les Figures 15b, 15c et 15d, montrent que la valeur de γ_f n'a qu'une influence relativement faible sur les valeurs théoriques des surpressions interstitielles.

La Figure 16 présente l'effet de la valeur de γ_f sur les chemins des contraintes effectives et totales parcourus par le sol au bord de la cavité ($\rho = \rho_0$). Ces résultats semblent confirmer que l'hypothèse de l'existence d'un seuil de plasticité parfaite, définie par la distorsion γ_f , permet une meilleure modélisation du comportement du sol.

Effet de la valeur du module μ

La Figure 17 présente l'effet du module μ sur la réponse du sol à l'expansion. Les courbes théoriques d'expansion (Figure 17a) et des surpressions interstitielles (Figures 17b, c et d) sont calculées en considérant les caractéristiques du sol (G/σ'_0 ; ϕ' ; ν) citées précédemment, la valeur de la distorsion γ_f déterminée expérimentalement ($\gamma_f = 8 \%$), une relation contrainte-contractance plastique analogue à

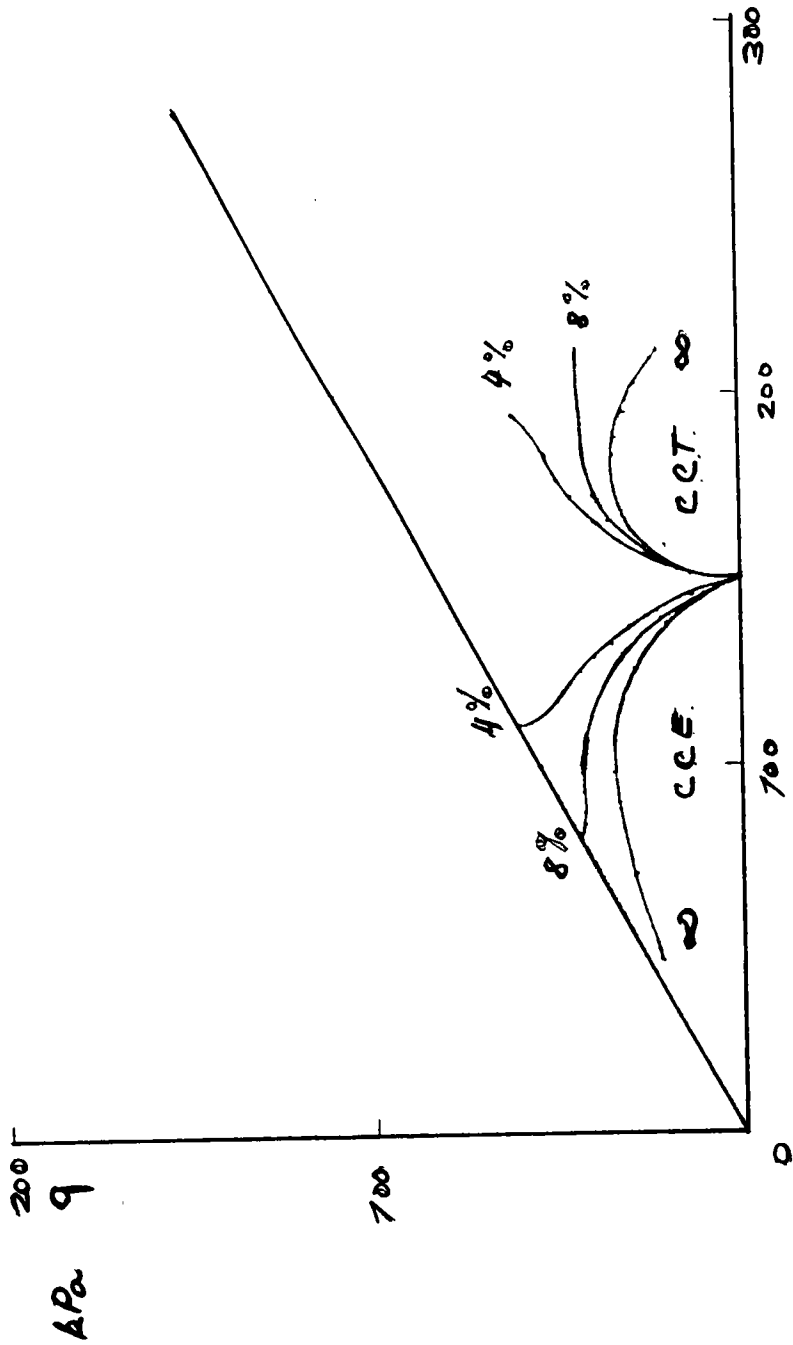


Fig. 16 - Effet de la valeur de γ_f sur les chemins des contraintes effectives et totales parcourus par le sol au bord de la cavité ($p = p_0$)

celle proposée par NAMY (équation 37) et différentes valeurs du module μ à savoir $\mu = 1, 2$ et 4 .

Les Figures 17b, c et d montrent que les valeurs expérimentales des surpressions interstitielles mesurées respectivement aux rayons $r = 16$ mm (Figure 17b) et $r = 30$ mm (Figure 17c) sont en bon accord avec les valeurs théoriques, calculées en considérant les hypothèses citées ci-dessus et la valeur du module μ déterminée expérimentalement, à savoir $1 < \mu < 2$ (Figure 13b). On remarque cependant que en considérant la valeur $\mu = 1$ on obtient une bonne concordance entre les valeurs théoriques et expérimentales des surpressions interstitielles mais une sousestimation considérable de la résistance du sol à l'expansion. En effet, comme le montre la Figure 17a la courbe d'expansion calculée en considérant la valeur $\mu = 1$ est située bien au-dessous de la courbe expérimentale et une valeur du module μ plus élevée permet alors d'obtenir une meilleure concordance entre la théorie et l'expérience.

Ces différences peuvent être essentiellement dues à des hétérogénéités locales au sein de l'échantillon. En effet, la courbe d'expansion traduit un comportement global de l'échantillon correspondant à la relation entre la pression moyenne dans la cavité et la déformation volumique globale de celle-ci alors que les courbes des surpressions interstitielles ne traduisent qu'un comportement local au voisinage des points de mesure. Ce dernier peut être largement influencé par des hétérogénéités locales entraînant l'apparition d'une déformation volumique plus grande de la cavité à l'une de ses extrémités.

Fig. 17a - Effet du module μ sur la courbe d'expansion - Essai L₅

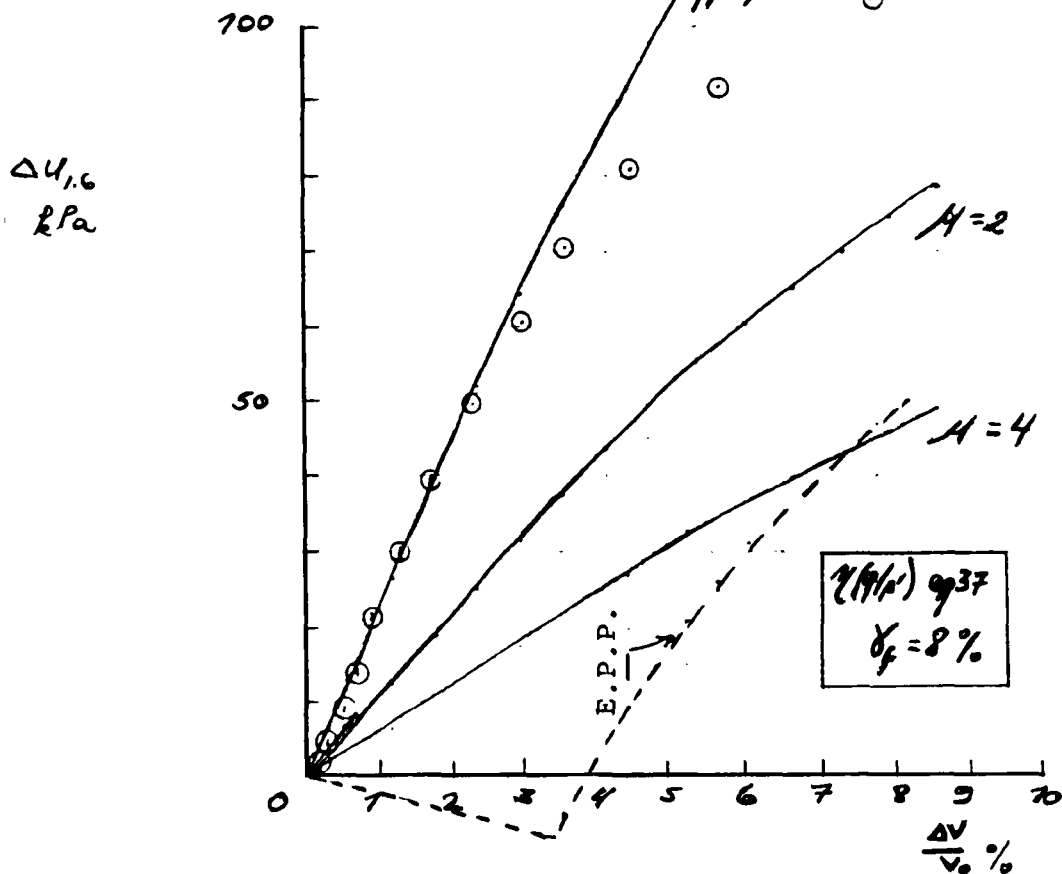
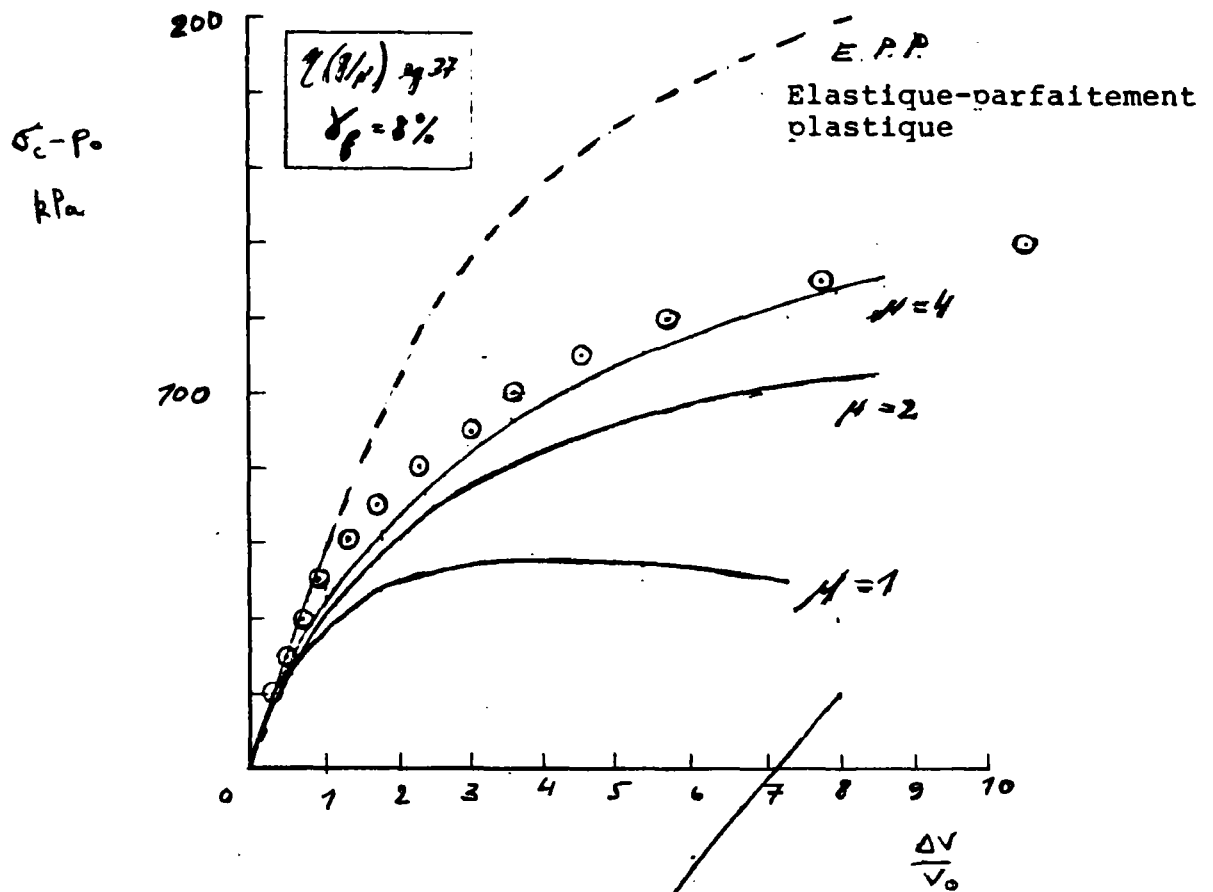


Fig. 17b - Effet du module μ sur les surpressions interstitielles au voisinage de la cavité ($r = 16$ mm) - Essai L₅

Fig. 17c - Effet du module μ sur les surpressions interstitielles à $r = 30$ mm - Essai L₅

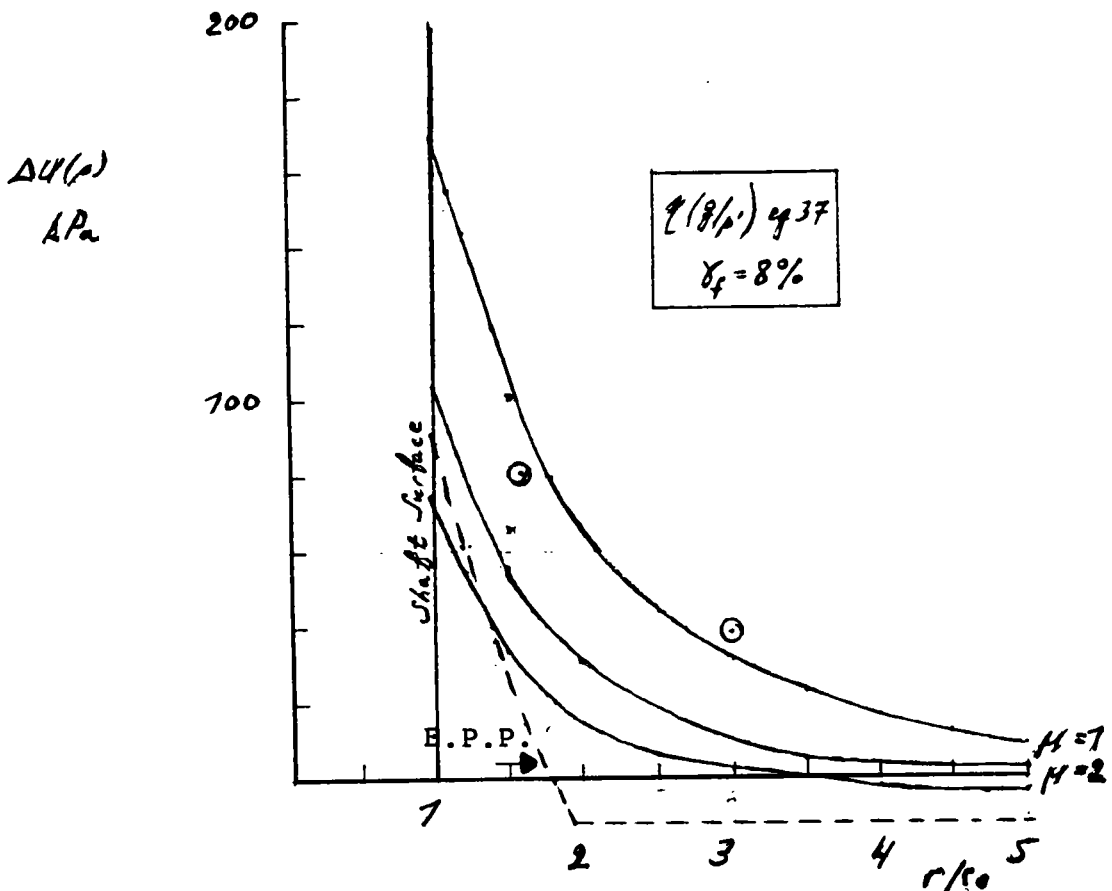
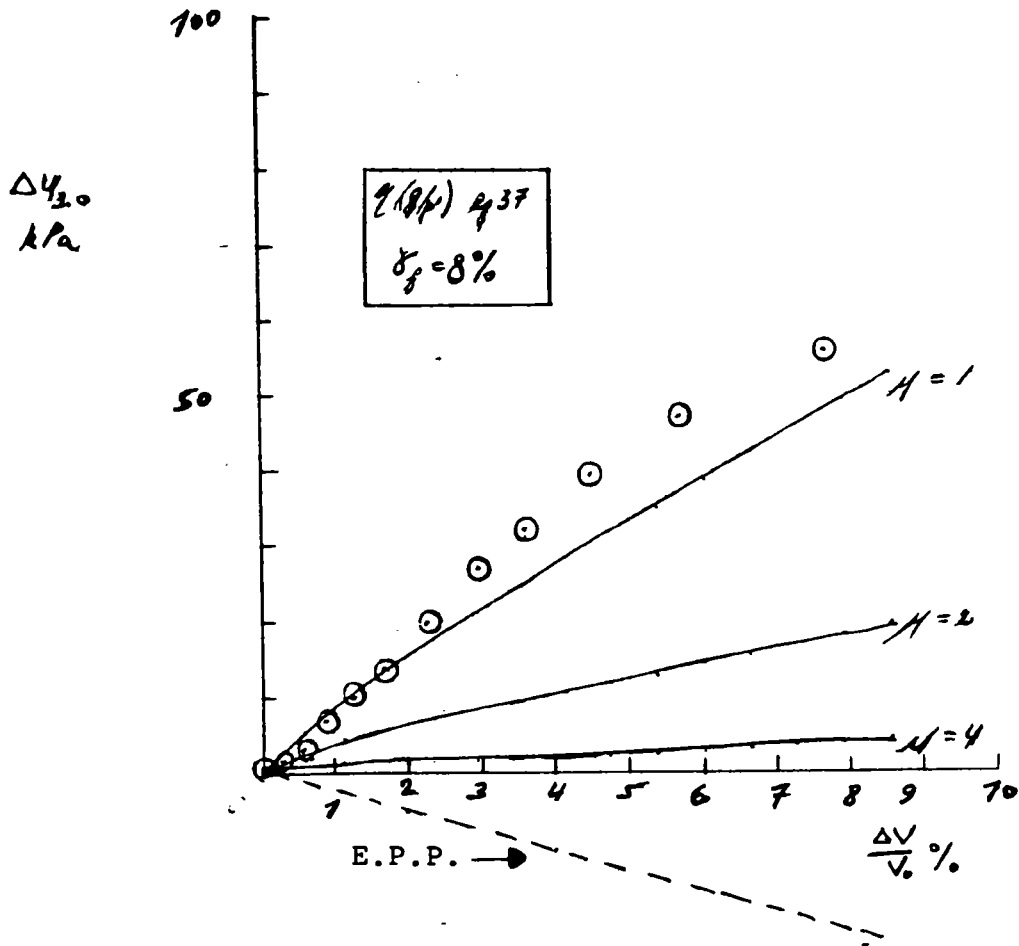


Fig. 17d - Effet du module μ sur la distribution des surpressions interstitielles dans l'échantillon - Essai L₆

Sur la Figure 17 on présente également la courbe d'expansion (Figure 17a) et les valeurs des surpressions interstitielles (Figures 17b, c et d) calculées à partir du modèle élastique-parfaitement plastique (équations 38, 39, 40 et 41).

On remarque que ce modèle conduit à sousestimer considérablement les surpressions interstitielles générées par l'expansion et par voie de conséquence à une surestimation significative de la résistance du sol à l'expansion. En particulier, ce modèle conduit à des surpressions interstitielles négatives au sein de l'échantillon, et cela en contradiction aux résultats expérimentaux. Il est intéressant de noter que lorsque la valeur du module μ augmente et la valeur du paramètre n décroît la contractance plastique du sol diminue et la solution obtenue à partir du modèle élasto-plastique écrouissable considéré se rapproche de celle donnée par le modèle élastique-parfaitement plastique. Ces résultats mettent en évidence l'effet de la contractance plastique du sol sur sa réponse à l'expansion.

Essai L₆

Sur les Figures 18 et 19 on présente l'analyse théorique de l'essai L₆. La comparaison des courbes expérimentales d'expansion et des surpressions interstitielles mesurées au cours de l'essai aux valeurs calculées en fonction des diverses hypothèses citées ci-dessus confirme les conclusions déduites de l'analyse de l'essai L₅.

On note en particulier que dans le cas de l'essai L₆ les

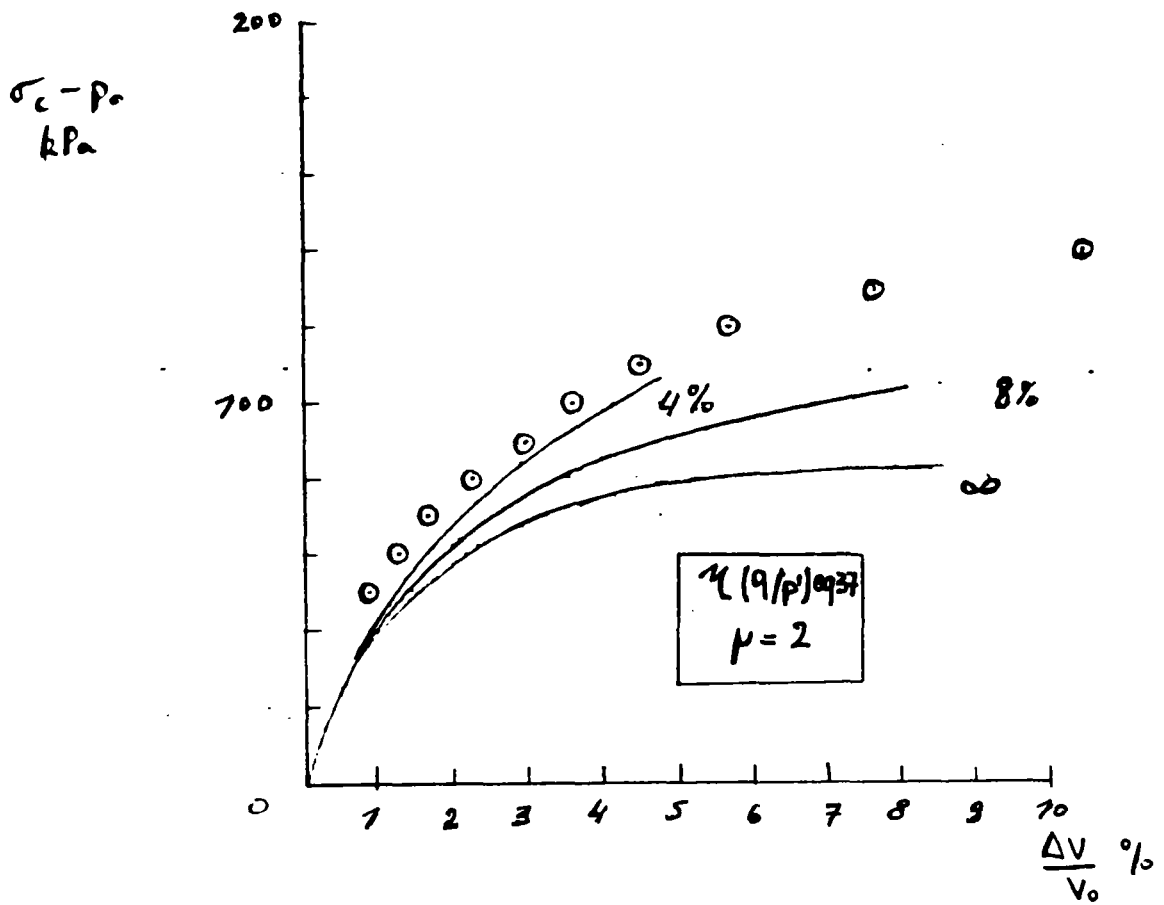


Fig. 18a - Effet de la valeur de γ_f sur la courbe d'expansion - Essai L₆

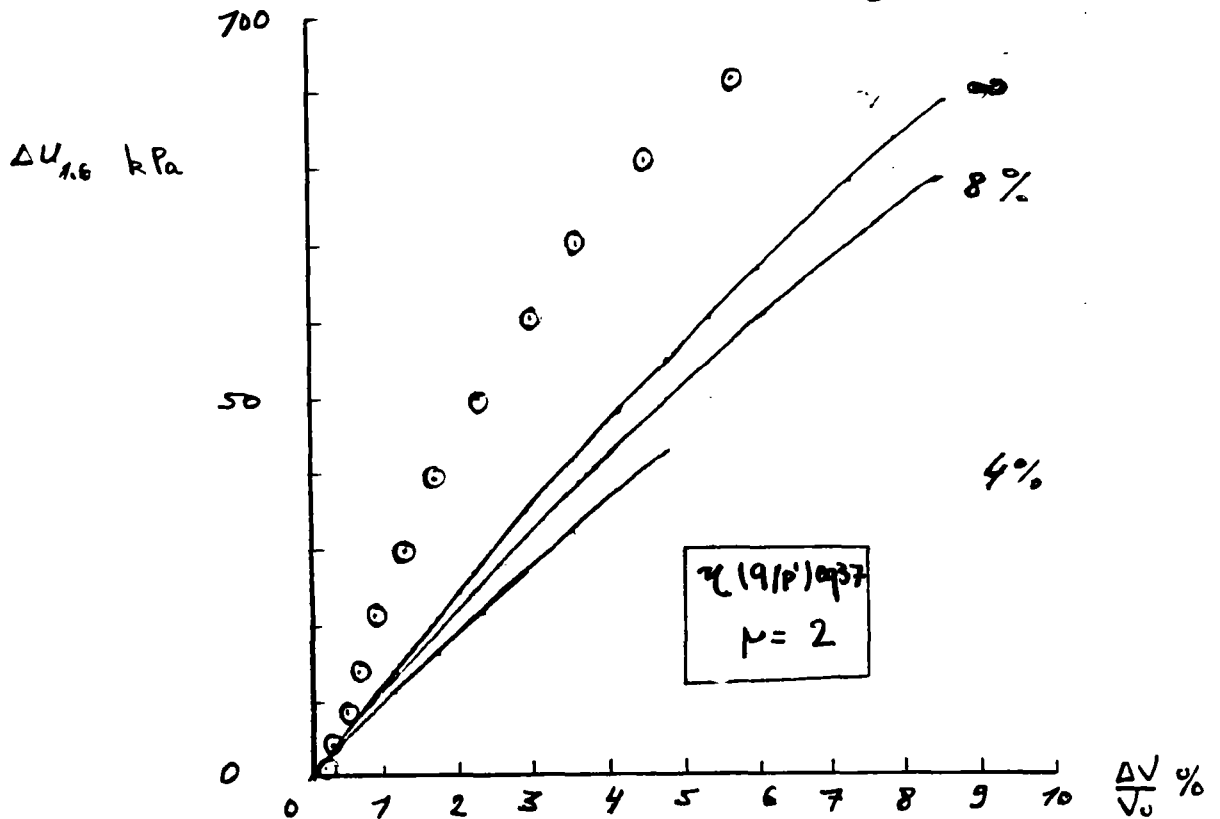


Fig. 18b - Effet de la valeur γ_f sur les surpressions interstitielles au voisinage de la cavité ($r = 16$ mm.) - Essai L₆

surpressions interstitielles mesurées au voisinage de la cavité sont en bon accord avec celles calculées en considérant la relation $\eta(q/p')$ définie par l'équation (37) à module $\mu = 2$ (Figure 18b) alors que comme il a été noté précédemment dans le cas de l'essai L_5 une meilleure concordance entre les valeurs théoriques et expérimentales de ces surpressions est obtenue en considérant $\mu = 1$. Cette différence semble confirmer que les courbes expérimentales des surpressions interstitielles sont sensiblement influencées par les hétérogénéités locales aux extrémités de l'échantillon qui sont variables d'un essai à l'autre.

En considérant les caractéristiques du sol (G/σ'_o ; ϕ_{cv} ; ν) citées précédemment, une fonction de charge définie par les équations 4a et 29, la valeur de γ_f déterminée expérimentalement ($\gamma_f = 8 \%$), une relation $\eta(q/p')$ définie par l'équation 37, et la valeur expérimentale du module μ ($\mu = 2$), on remarque que l'écart entre les courbes d'expansion théorique et expérimentale est d'environ 30% et l'écart entre les valeurs mesurées et calculées des surpressions interstitielles au voisinage de la cavité ($r = 16$ mm) est d'environ 15 %. Par ailleurs, on observe que comme il a été noté précédemment le modèle élastique-parfaitement plastique conduit à sousestimer considérablement les surpressions interstitielles et à surestimer la résistance du sol à l'expansion.

Pour conclure, la comparaison de la théorie à l'expérience et l'étude paramétrique décrite ci-dessus mettent en évidence l'effet de la contractance plastique du sol sur son comportement lors d'un essai d'expansion non drainée sous une sollicitation dite "pressiométrique".

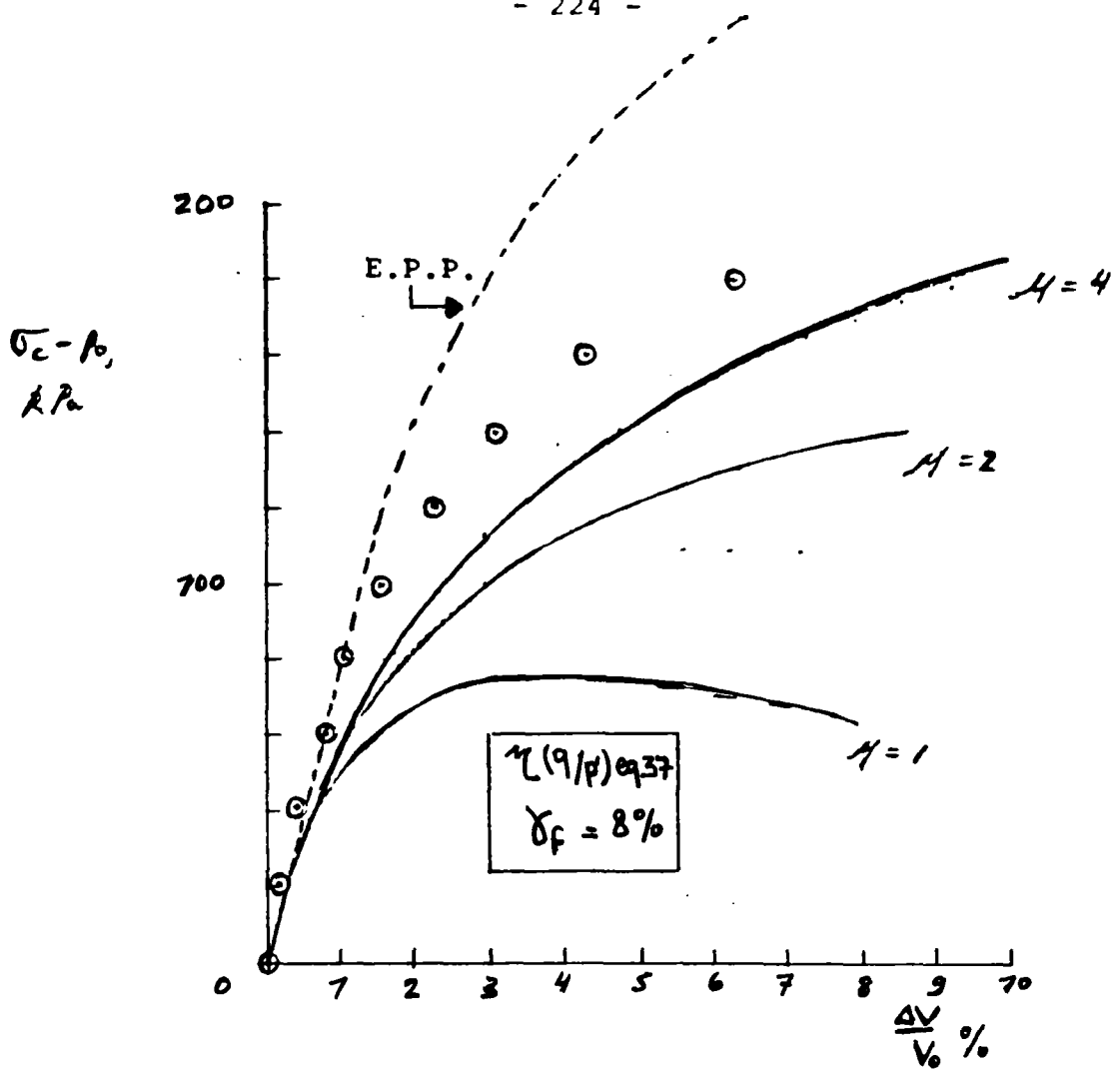


Fig. 19a - Effet du module ν sur la courbe d'expansion - Essai L₆

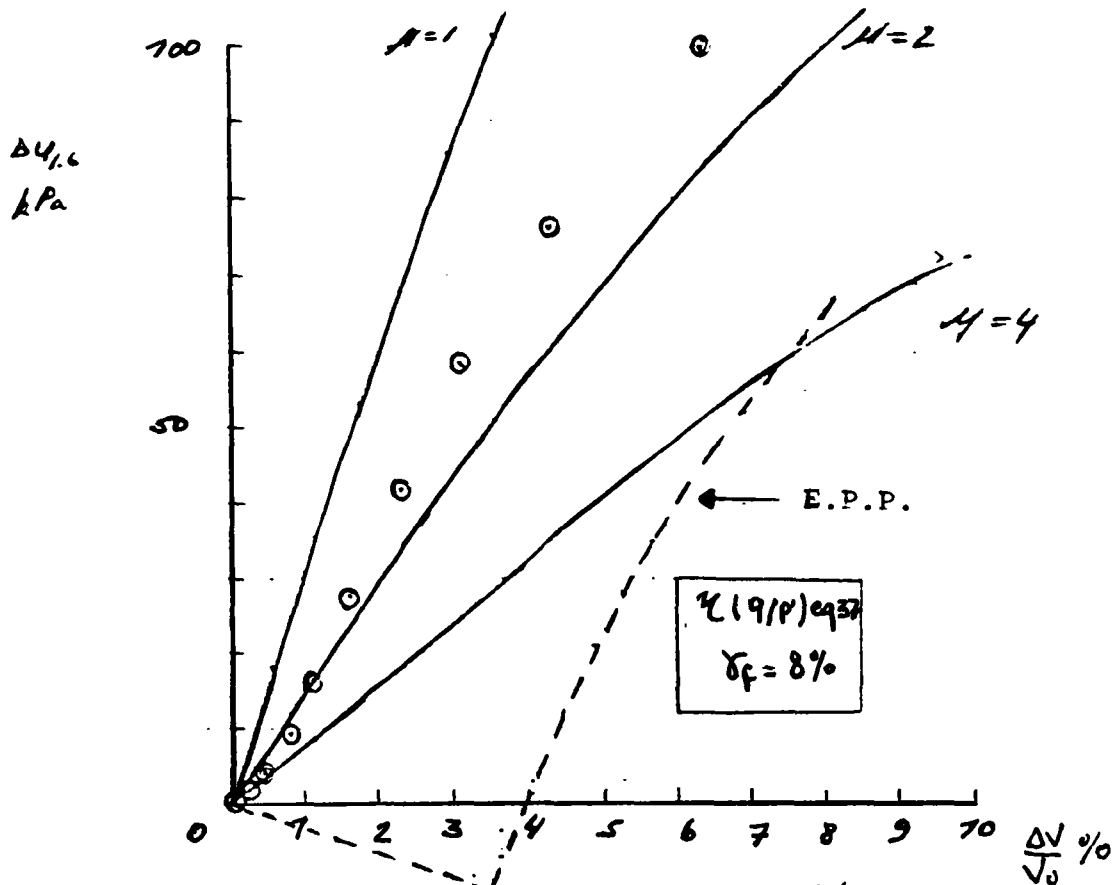


Fig. 19b - Effet du module ν sur les surpressions interstitielles au voisinage de la cavité ($r = 16$ mm) - Essai L₆

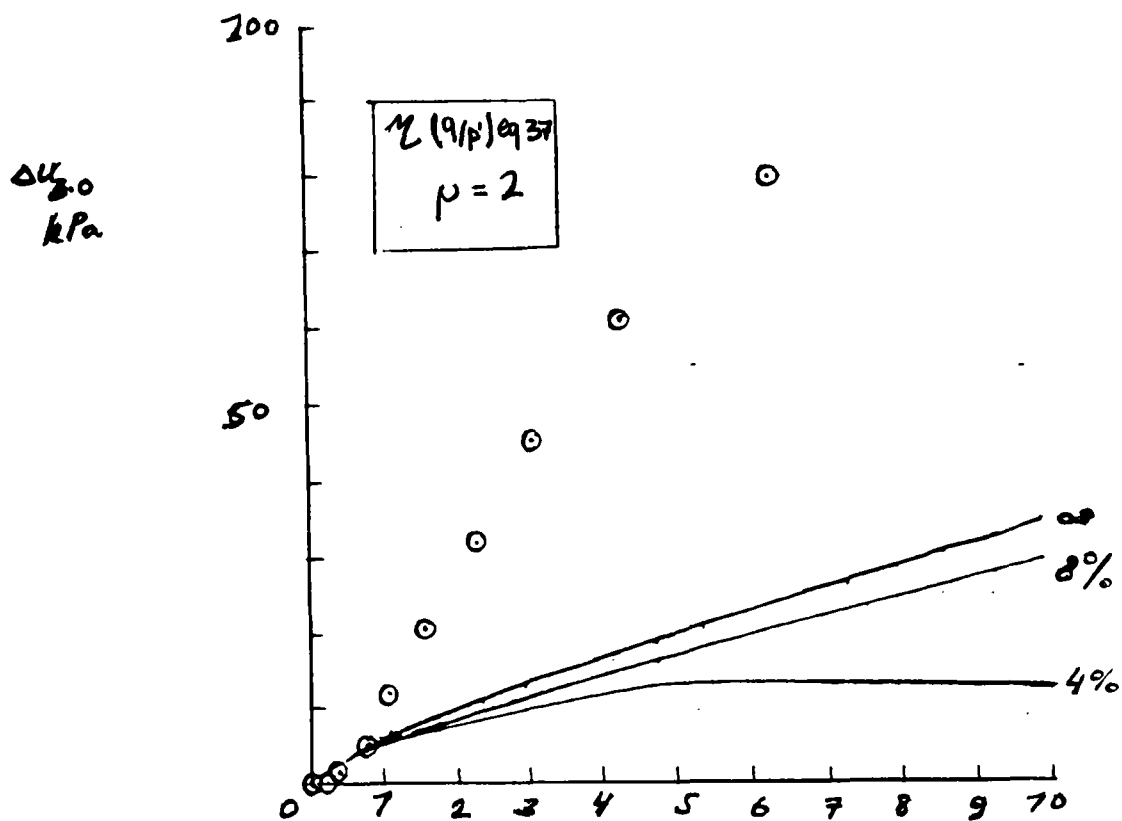


Fig. 18c - Effet de la valeur γ_f sur les surpressions interstitielles à $r = 30$ mm - Essai L₆

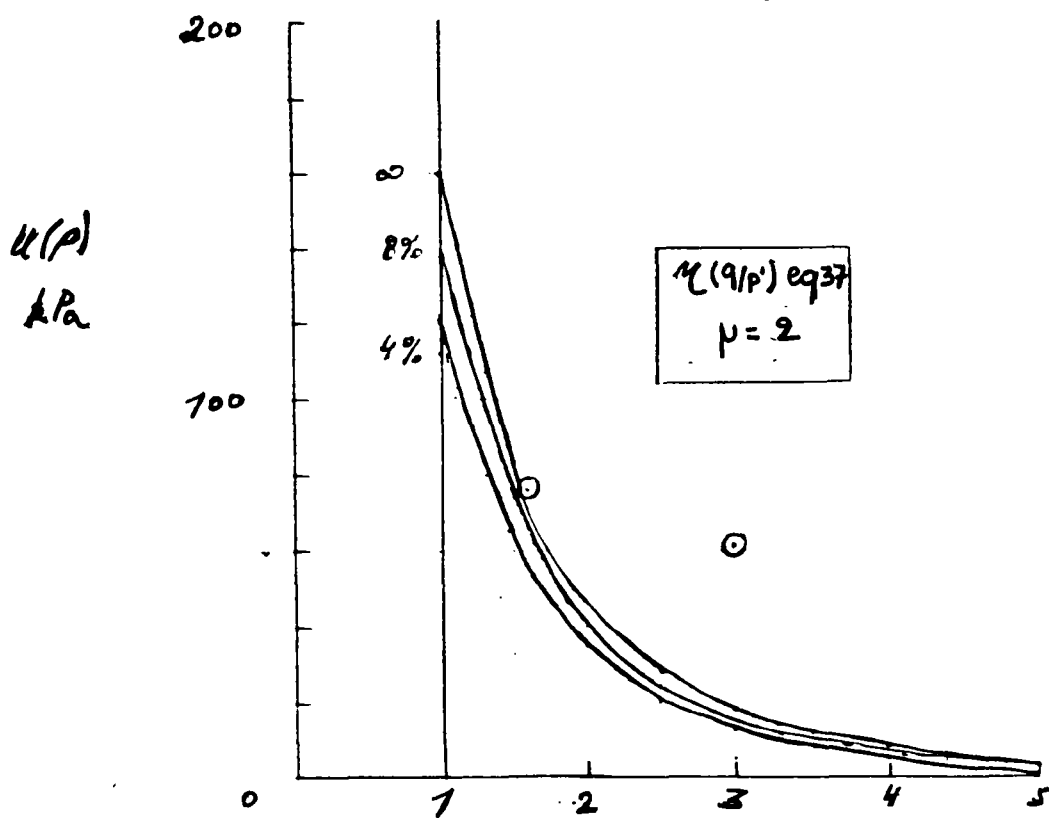


Fig. 18d - Effet de la valeur γ_f sur la distribution des surpressions interstitielles dans l'échantillon - Essai L₆

Fig. 19c - Effet du module ν sur les surpressions interstitielles à $r = 30$ mm - Essai L₆

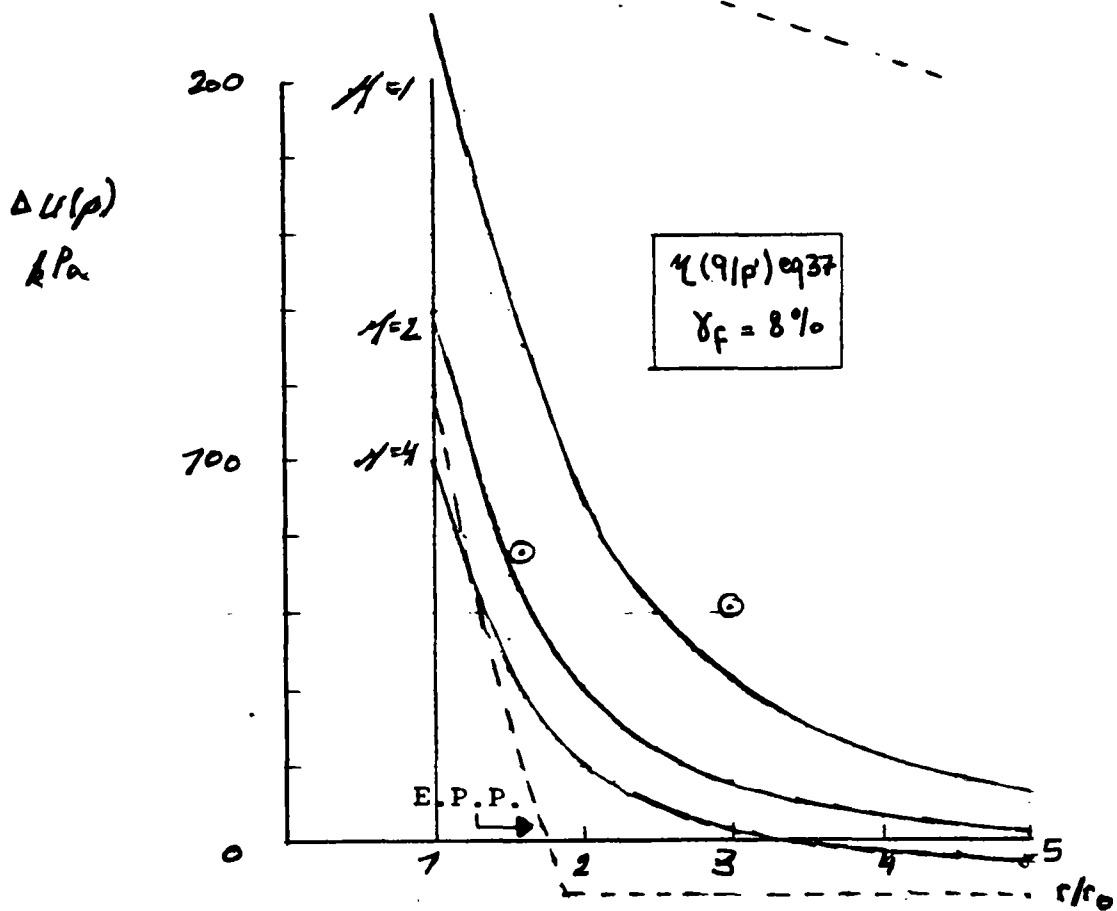
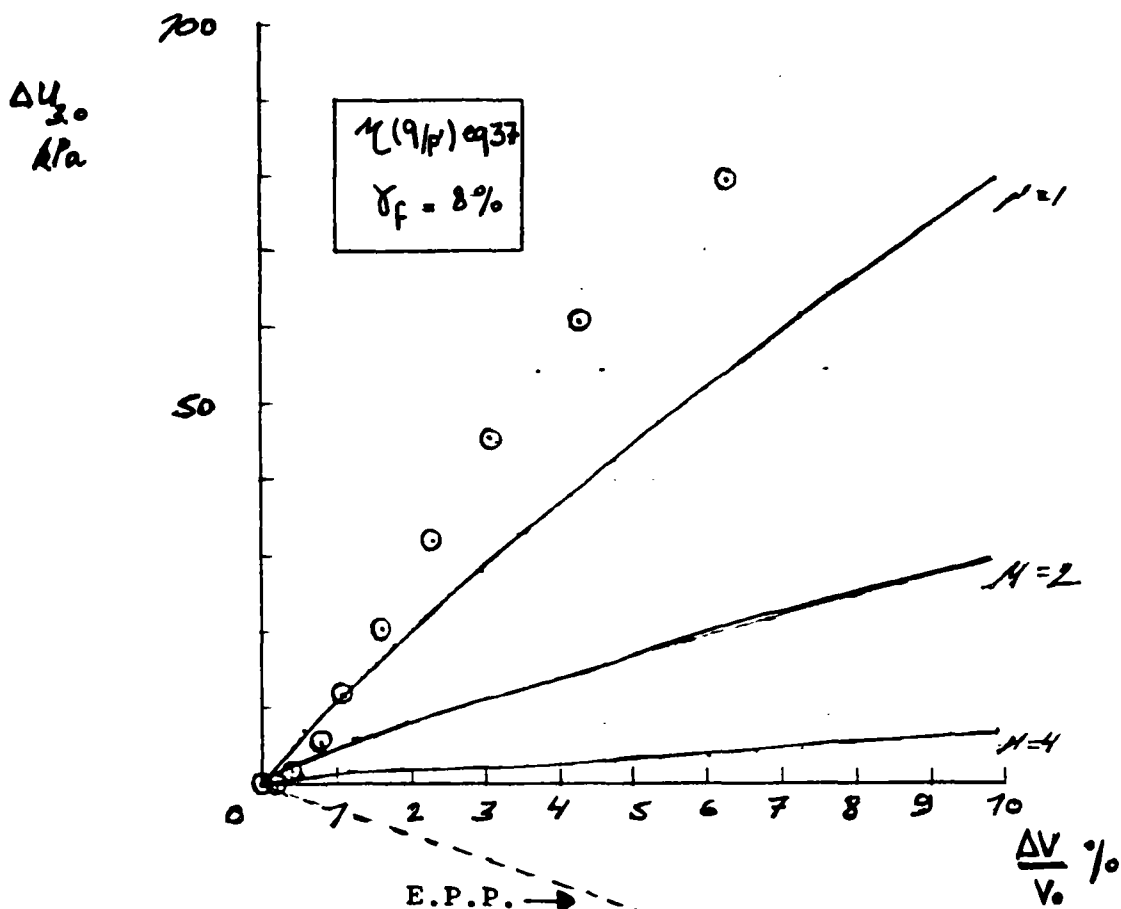


Fig. 19d - Effet du module ν sur la distribution des surpressions interstitielles dans l'échantillon - Essai L₆

Les hypothèses de modélisation considérées permettent d'évaluer la réponse du sol à l'expansion et les surpressions interstitielles qui en résultent. L'écart entre la théorie et l'expérience reste inférieure à 30 %. Il est partiellement dû à une imprécision sur les valeurs des caractéristiques du sol prises en considération dont la détermination expérimentale à partir des essais triaxiaux fait encore apparaître une certaine dispersion et en particulier en ce qui concerne la valeur du module μ .

Notons finalement que la différence entre la théorie et l'expérience est également partiellement due à des phénomènes propres à l'essai au cylindre creux tels que l'effet des hétérogénéités locales sur la réponse du sol à l'expansion, l'effet du frettage à la base de l'échantillon sur les valeurs des surpressions interstitielles, etc... L'exemple concret de l'utilisation du modèle pour l'interprétation d'un essai d'expansion in-situ au pressiomètre autoforeur développé ci-après permet de confirmer la fiabilité de ce modèle.

IV.4 - Effet de la géométrie et des conditions aux limites de l'échantillon

Comme il a été montré par BAGUELIN et al (1978) dans le cas d'une expansion de cavité cylindrique dans un massif semi-infini de sol isotrope, homogène et incompressible la courbe de cisaillement $q = q(g)$ (g étant la déformation de Green) du sol peut être dérivée de la courbe d'expansion $\sigma_c - p_0 = f(2g_0 = \Delta V_c / V_0)$

En effet on a, à pression de cavité constante (σ_c donnée) :

- l'équation d'équilibre(26)
- l'équation de compatibilité.....(19)
- la condition d'un essai à volume constant ($d\epsilon_v = 0$) et à

déformation verticale plane, soit :

$$d\epsilon_z = 0 \quad d\epsilon_r = - d\epsilon_\theta$$

On en déduit qu'à pression constante (σ_c donnée) :

$$q = \frac{d\sigma}{d\epsilon_\theta} \epsilon_\theta \frac{1 + \epsilon_\theta}{1 - \epsilon_\theta} \dots\dots\dots(42)$$

En admettant que dans le cas d'un massif semi-infini la fonction $\sigma_r(g)$ est unique, indépendante du rayon ρ du point considéré, et en utilisant les variables de Green on obtient donc pour la courbe de cisaillement $q(g)$ une expression analogue à celle dérivée par BAGUELIN et al (1978), soit:

$$q = f(g_0) = \frac{d(\sigma_c - p_0)}{dg_0} g_0 (1 + 2g_0) \dots\dots\dots(42a)$$

On remarque que cette expression est indépendante de toute hypothèse sur la loi de comportement du sol. La courbe de cisaillement $q = f(g_0)$ permet de déterminer les valeurs de la cohésion non drainée - C_u et du module au cisaillement - G .

Dans le cas, du cylindre creux l'échantillon a des dimensions finies et l'unicité de la fonction $\sigma_r(g)$ n'est donc pas vérifiée (en particulier on a pour $\rho = \rho_R \Rightarrow \Delta\sigma_r(\rho_R) = 0$ alors que $g(\rho_R) \neq 0$). Par conséquent, l'expression (42) n'est plus valable et la courbe de cisaillement ne peut pas être dérivée de la courbe d'expansion obtenue au cylindre creux.

Pour interpréter les essais d'expansion non drainée au cylindre creux on a utilisé la fonction de charge déterminée expérimentalement à partir d'essais drainés et non drainés à l'appareil triaxial, soit :

$$f(\underline{\sigma} ; \gamma) = \frac{q}{p'} - h(\gamma) = 0 \quad (4b)$$

En effet, les essais à l'appareil triaxial sur les deux chemins des contraintes effectives correspondant respectivement aux essais drainé et non drainé, ont permis de confirmer l'unicité de cette fonction qui peut donc être considérée indépendante du chemin de contraintes parcouru par le sol au cours de l'essai.

La contrainte déviatorique au bord de la cavité est donc donnée par :

$$q = p' \cdot h(\gamma) = \frac{h(\gamma)}{1 + h(\gamma)} \left[\sigma_c - \Delta u(\rho_o) \right] \dots \dots \dots (43)$$

La distorsion γ au bord de la cavité est donnée par :

$$\gamma = \sqrt{3} \varepsilon_{\theta}(\rho_o) = \sqrt{3} \left[(2g_o + 1)^{1/2} - 1 \right] \cong \sqrt{3} g_o$$

La Figure 20 et 21 montrent pour deux essais d'expansion non drainée au cylindre creux, effectués respectivement à $p_0 = 150$ kPa et 200 kPa les courbes de cisaillement dérivées des courbes d'expansion correspondantes (équation 42a) et celles calculées à partir de l'équation 43. La divergence entre ces courbes met en évidence l'effet des conditions aux limites sur la réponse du sol à l'expansion.

Afin d'analyser cet effet des conditions aux limites on considère l'essai L5 et les caractéristiques du sol citées précédemment ($G/\sigma_0' = 40$ $\phi_{cv} = 33^\circ$ $\nu = 0,33$), une fonction contrainte-dilatance $n(q/p')$ définie par l'équation 37 à module $\mu = 2$, et une fonction de charge définie par les équations 4b et 29 à $\gamma_f = 8\%$, et on calcule les courbes de cisaillement au bord de la cavité $q(g_0)$ suivant les trois approches suivantes :

(1) - la valeur de la contrainte déviatorique q peut être calculée directement à partir de la solution pour l'état des contraintes au bord de la cavité. Cette valeur vérifie l'équation 43. La courbe de cisaillement ainsi calculée peut donc être considérée en tant que courbe de référence.

(2) - à pression de cavité constante (σ_c donnée) on calcule les variations de la contrainte radiale $\Delta\sigma_r(\rho) = (\sigma_r - p_0)$ et de la déformation de Green $g(\rho) = \frac{1}{2} \left(\frac{V_c}{V_0} \right)_\rho$ en fonction du rayon ρ , soit :

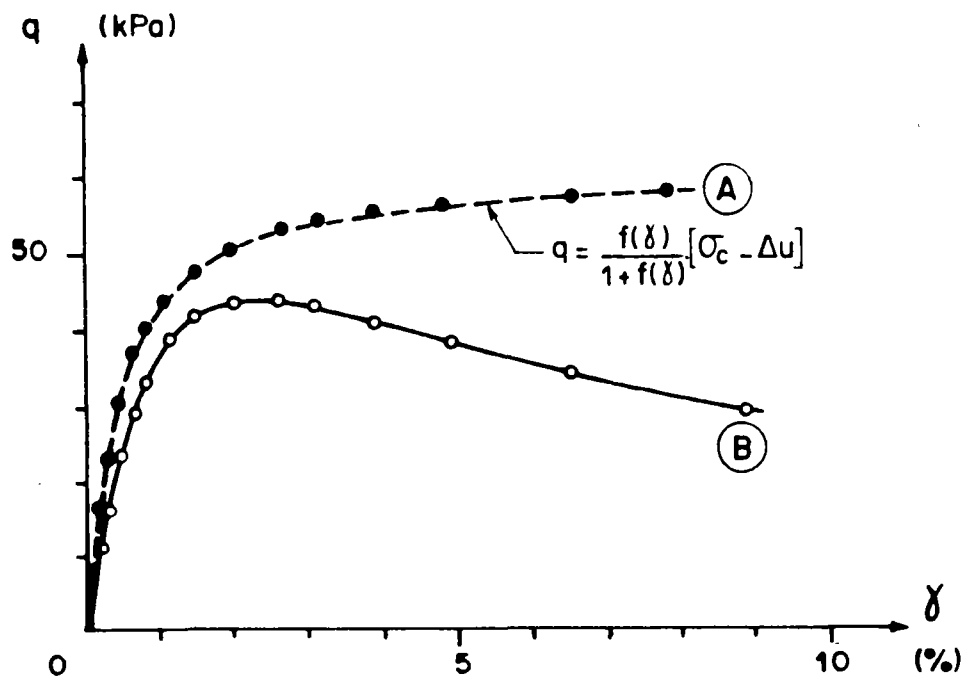


Fig. 20 - Effet des conditions aux limites sur la courbe de cisaillement - calculée pour l'Essai L_5 :

A - A partir d'une analyse en contraintes effectives

B - En dérivant la courbe d'expansion expérimentale

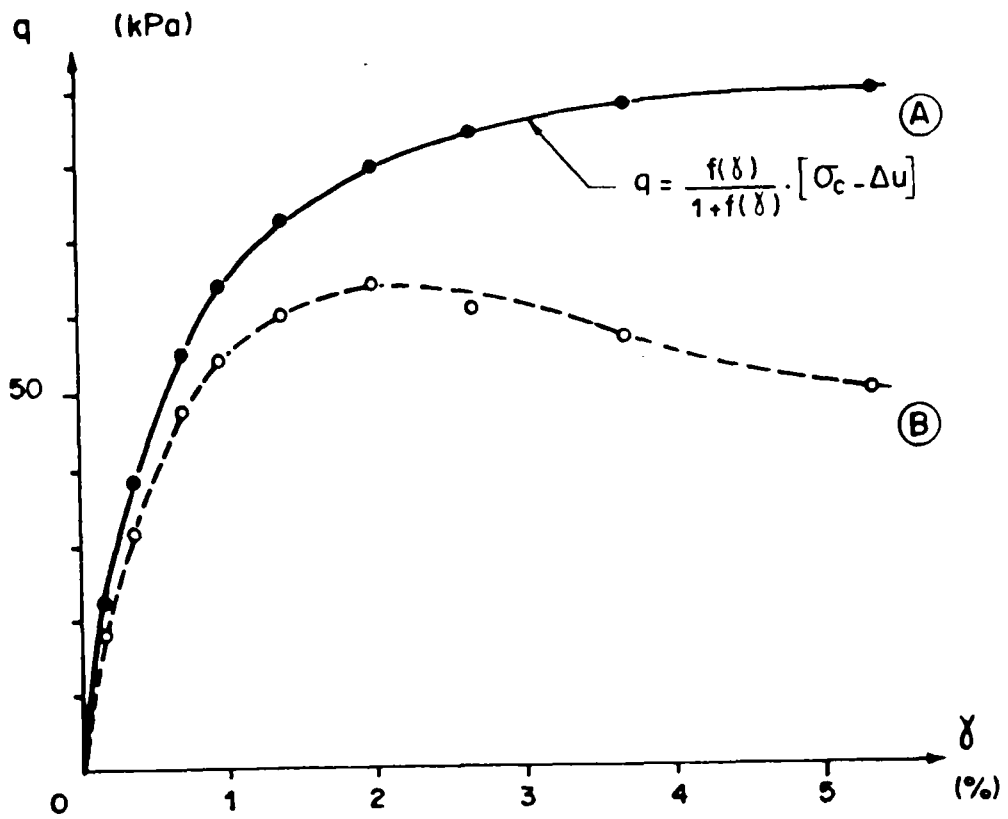


Fig. 21 - Effet des conditions aux limites sur la courbe de cisaillement - calculée pour l'Essai L_6 :

- A - A partir d'une analyse en contraintes effectives
- B - En dérivant la courbe d'expansion expérimentale

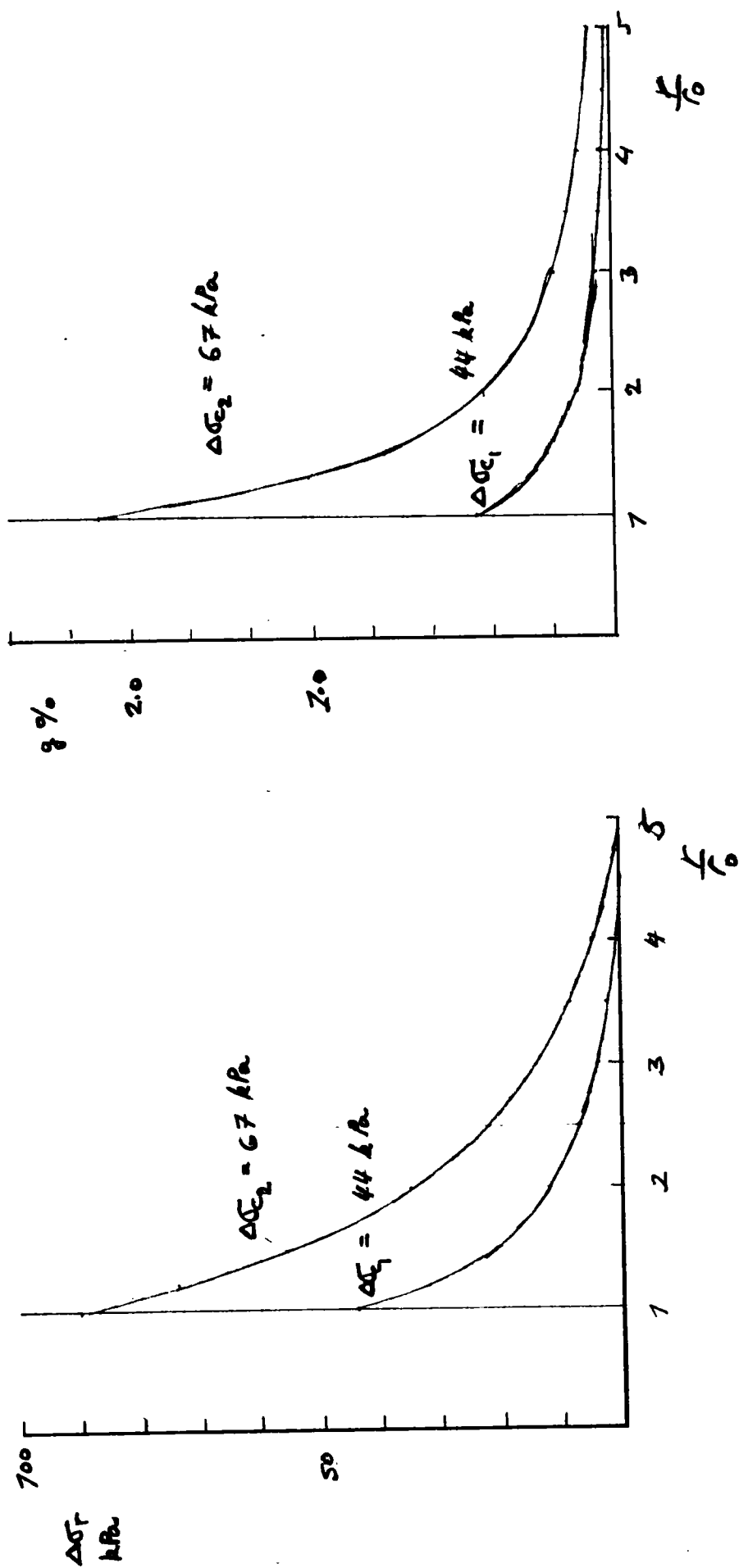


Fig. 22 - Variations de la contrainte radiale totale ($\Delta\sigma_r$) et de la déformation de Green(g) avec le rayon au sein de l'échantillon à pression de cavité σ_c donnée

$\Delta\sigma_r(\rho)$ et $g(\rho)$. La Figure 22 montre ces deux fonctions pour $\Delta\sigma_{c1} = 44$ kPa et $\Delta\sigma_{c2} = 67$ kPa. Ayant établi ces deux fonctions on en déduit la relation $\Delta\sigma_r(g)$ à pression de cavité σ_c donnée. Comme le montre la Figure 23 cette relation que l'on dénote par : $\Delta\sigma_r = f_{\sigma_c}(g)$ est différente de la courbe d'expansion que l'on dénote par $\Delta\sigma_r = f_{\rho_0}(g)$. L'écart entre les deux courbes croît avec le niveau de la pression de cavité appliquée. L'unicité de la fonction $\sigma_r(g)$ n'est donc pas vérifiée, en particulier, la courbe d'expansion passe par l'origine car pour $g_0 = 0$, on a : $\sigma_c - p_0 = 0$ alors que la fonction $\Delta\sigma_r = f_{\sigma_c}(g)$ fait apparaître au bord de l'échantillon ($\rho = R$) une déformation $g \neq 0$ à $\Delta\sigma_r(\rho = R) = 0$.

La contrainte déviatorique q au bord de la cavité peut alors être calculée à partir de l'équation (42) en dérivant la fonction $\Delta\sigma_r = f_{\sigma_c}(g)$. Comme le montre la Figure 24, la courbe de cisaillement ainsi calculée en utilisant la méthode des différences finies est proche de la courbe de référence déduite de la solution pour l'état des contraintes au bord de la cavité ; l'écart entre les courbes étant essentiellement dû à une imprécision introduite par la technique des différences finies utilisée et peut être réduit d'avantage en utilisant un maillage plus serré.

(3) - La troisième approche consiste à calculer la courbe de cisaillement à partir de l'équation 42a en dérivant la courbe d'expansion $\Delta\sigma_r = f_{\rho_0}(g_0)$ selon la procédure proposée par BAGUELIN et al (1978). Cette procédure qui n'est valable que pour le cas d'une expansion dans un massif semi-infini pour lequel $\sigma_r(g)$ est fonction unique de la déformation de Green revient à négliger l'effet des conditions aux limites

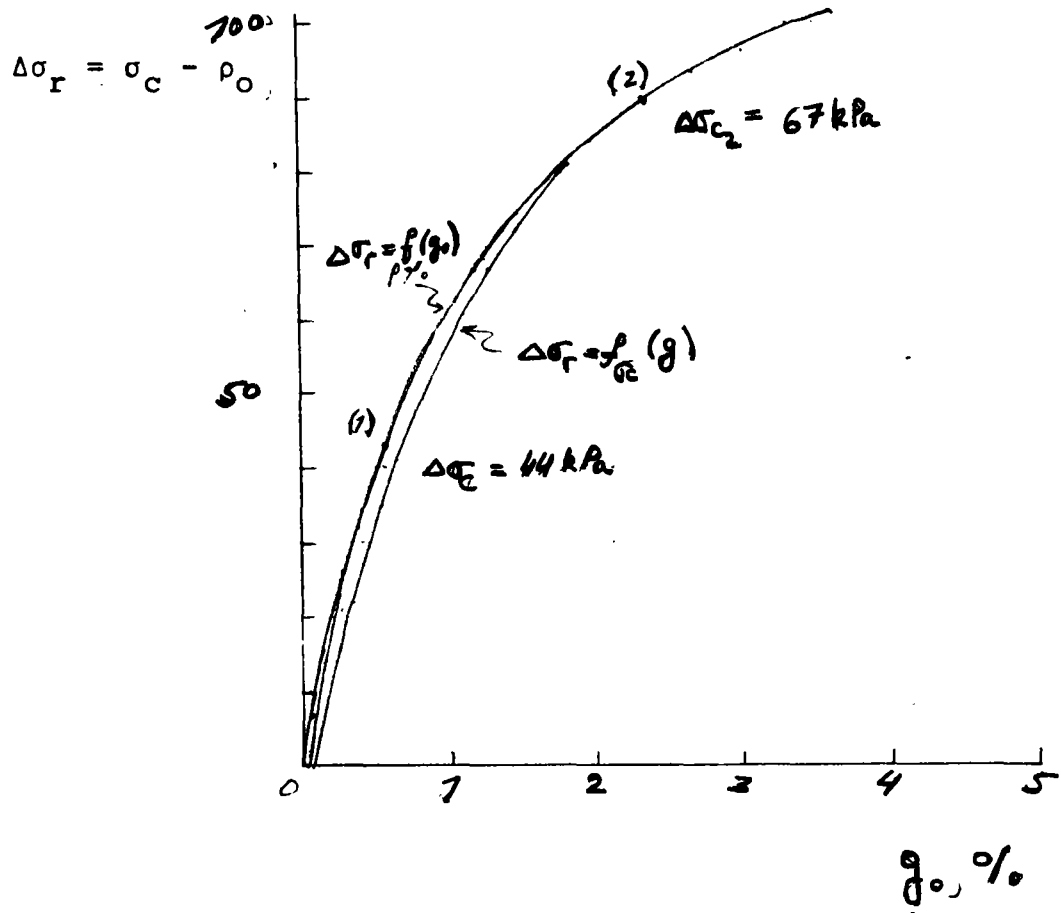


Fig. 23 - Courbes $\Delta\sigma_r = f_{\rho=\rho_o}(g_o)$ et $\Delta\sigma_r = f_{\sigma}(g)$ calculées pour un essai d'expansion non drainé au cylindre creux - Essai L₅

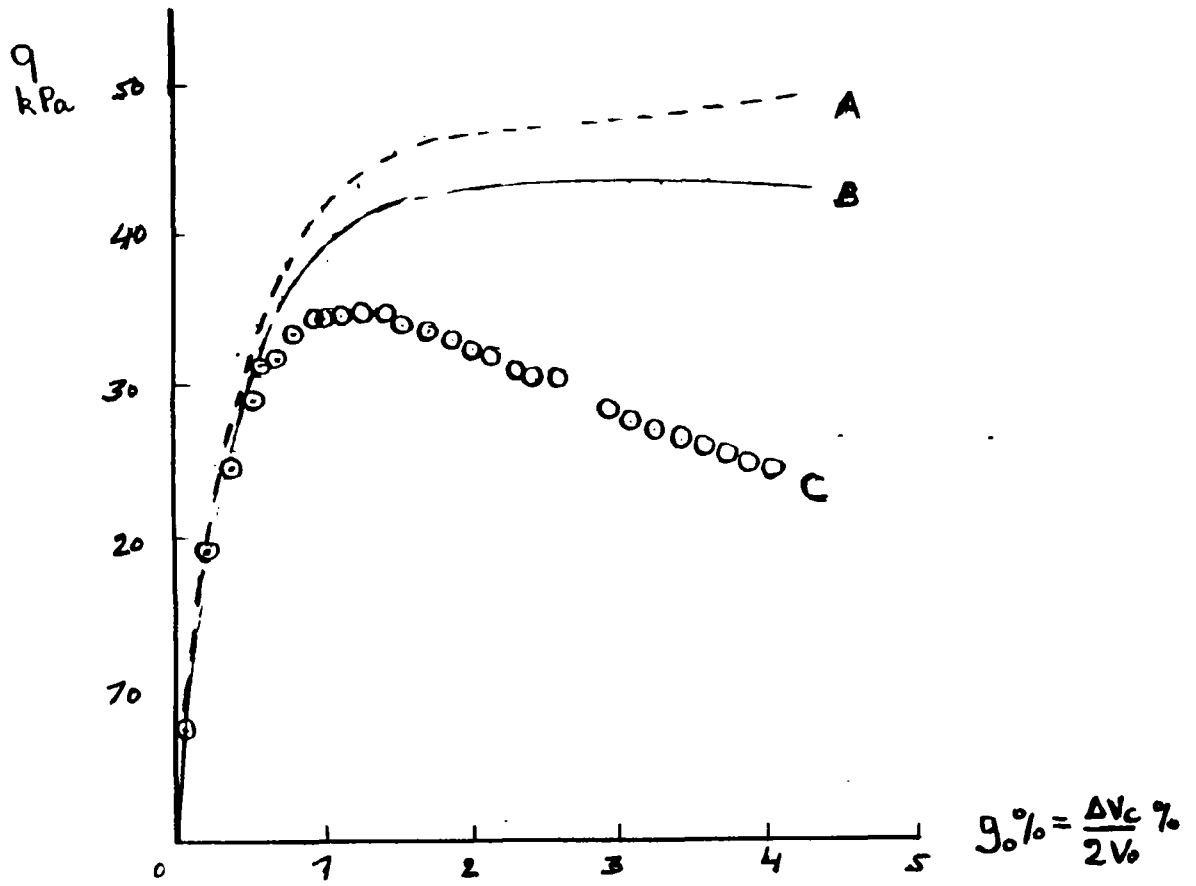


Fig. 24 - Courbes de cisaillement calculées selon trois procédures :

- a) Courbe de cisaillement calculée pour $\rho = \rho_0$ en dérivant la fonction $\Delta\sigma_r = f_{\sigma_c}(g)$
- b) Courbe de cisaillement au rayon $\rho = \rho_0$ donnée par le programme
- c) Courbe de cisaillement dérivée de la courbe d'expansion selon la procédure de BAGUELIN et al (1978)

de l'échantillon (au rayon $\rho = \rho_R$) et conduit, comme le montre la Figure 24, à des écarts significatifs entre la courbe de cisaillement ainsi calculée et la courbe de référence. Ces résultats sont en bon accord avec les résultats expérimentaux (Fig. 20).

La Figure 25 montre les chemins des contraintes effectives calculés à partir de ces trois approches. On remarque que la troisième approche, en négligeant l'effet des conditions aux limites imposées au rayon $\rho = \rho_R$, conduit à un chemin des contraintes irréaliste et comme le montre également l'analyse des résultats expérimentaux cette approche conduit à une sous-estimation significative de la résistance du sol au cisaillement.

Il est à noter que la modélisation considérée et la méthode de résolution numérique adoptée conduisent à une solution selon laquelle :

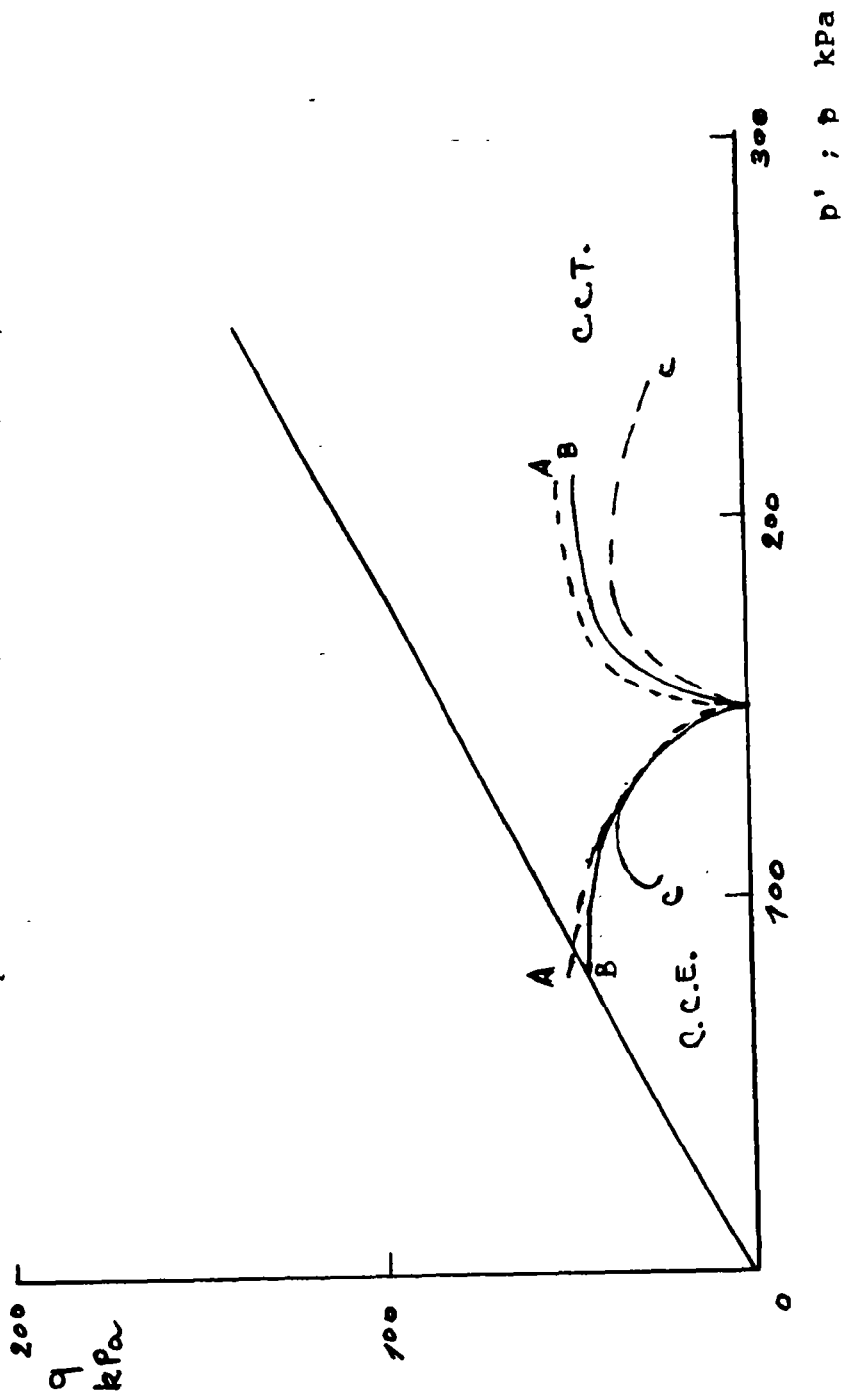
- les déformations et les contraintes effectives dans l'échantillon ne dépendent que des conditions aux limites imposées au bord de la cavité ($\rho = \rho_0$) et sont indépendantes des conditions imposées au $\rho = \rho_R$.

- à pression de cavité σ_c donnée et pour un rayon de cavité ρ_0 , les déformations et les contraintes effectives en un point $M(\rho)$ au sein de l'échantillon sont donc indépendantes de sa géométrie. En particulier, la courbe de cisaillement au bord de la cavité $q(q_0)$ est indépendante du rayon ρ_R de l'échantillon. Cette courbe peut donc être considérée en tant que courbe de référence.

Fig. 25 - Chemins des contraintes effective et totale calculés selon

trois procédures :

- a) Chemin des contraintes calculé pour $\rho=0_0$ en dérivant la fonction $\Delta\sigma_r = f(\sigma_r)$ (g)
- b) Chemin des contraintes au rayon $\rho=0_0$ donné par le programme
- c) Chemin des contraintes dérivé de la courbe d'expansion selon la procédure de BAGUELIN et al (1978)



- Les conditions aux limites imposées à $\rho = \rho_R$ n'ont un effet que sur les surpressions interstitielles et par voie de conséquence sur les contraintes totales. Comme le montre la Figure 26 les surpressions interstitielles et la contrainte radiale totale au bord de la cavité augmentent avec le rayon R de l'échantillon alors que la contrainte radiale effective σ_r' est indépendante de ce rayon.

- La Figure 27 montre que lorsque le rapport R/r_0 augmente l'écart entre la courbe de cisaillement dérivée de la courbe d'expansion $\Delta\sigma_r = f_{\rho_0}(g)$ et la courbe de référence diminue et devient pratiquement négligeable pour : $R/r_0 > 50$. Il en résulte que l'hypothèse selon laquelle dans un massif semi-infini la fonction $\sigma_r(g)$ est unique est vérifiée et la courbe de cisaillement peut donc être dérivée de la courbe d'expansion obtenue par un essai au pressiomètre. Une application concrète de cette approche pour la détermination des caractéristiques des sols en place est illustrée ci-dessous.

Comparaison des résultats précédents aux résultats de simulation par la méthode des éléments finis des essais au cylindre creux

Comme il a été noté précédemment dans le cadre de cette recherche des études théoriques sur l'expansion de cavité cylindrique ont été effectués par NAHRA (1985) au LCPC. Ces études ayant essentiellement pour objectif de simuler l'essai d'expansion au Cylindre Creux décrit précédemment ainsi que des essais pressiométriques dans un milieu semi-infini. Pour analyser la réponse du sol au cours de ces deux essais, NAHRA a considéré différentes lois de comportement et a étudié respectivement la phase d'expansion et de consolidation à l'arrêt de

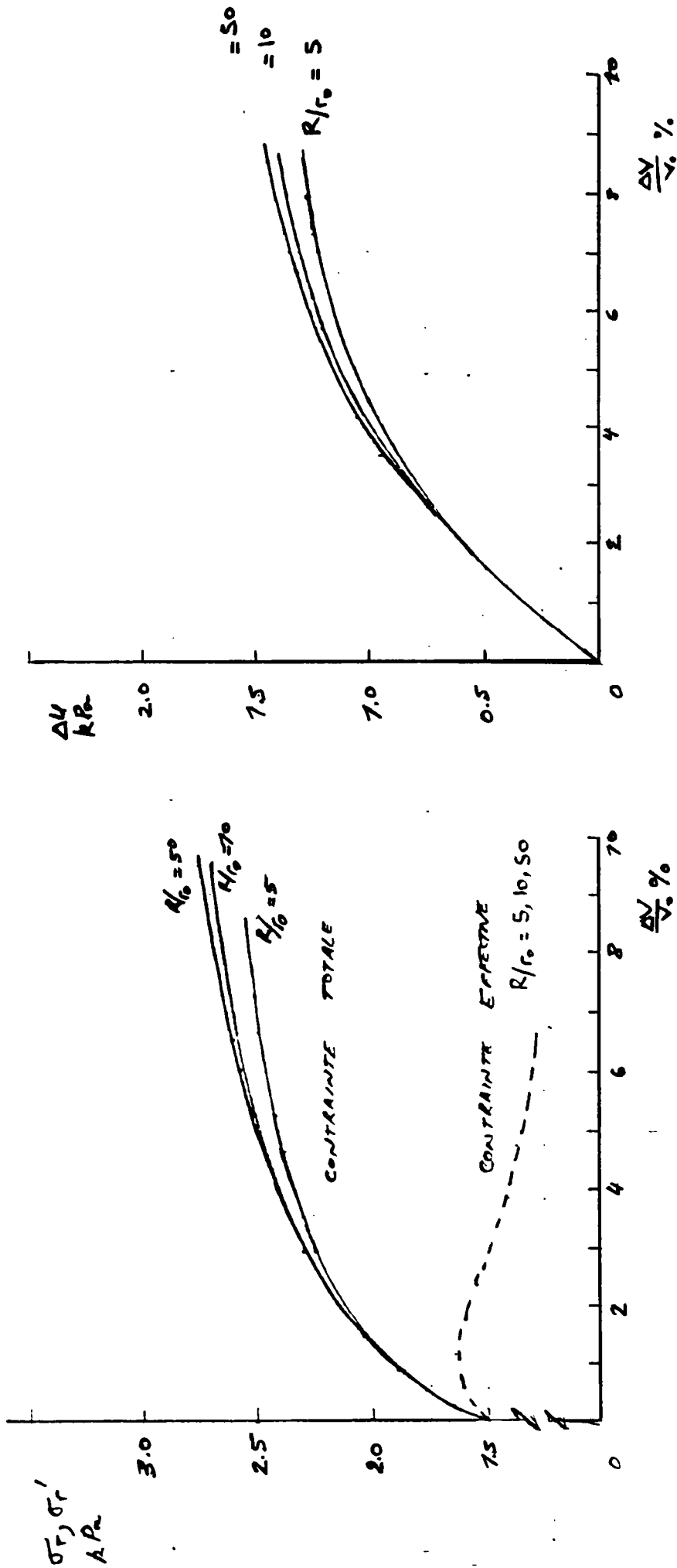


Fig. 26 - Effet de la géométrie de l'échantillon sur les contraintes et les surpressions interstitielles au bord de la cavité

l'expansion en appliquant une déformation de la cavité et en laissant se dissiper les surpressions interstitielles.

On remarque qu'il y a un grand écart entre la théorie et l'expérience ce qui est probablement dû à la détermination des caractéristiques du sol pour le modèle de Cam-Clay à partir des essais de consolidation à l'oedomètre. Cet écart ne nous permet pas de conclure sur la fiabilité de l'analyse effectuée par NAHRA en considérant le modèle de Cam-Clay, d'autres simulations sont encore nécessaires. Par ailleurs on peut noter que la comparaison entre les résultats de calculs effectués par NAHRA pour simuler la consolidation au Cylindre Creux à l'arrêt de l'expansion fait également apparaître un écart important avec les résultats expérimentaux. Ces différences indiquent également que l'écart entre la théorie et l'expérience dans la simulation numérique effectuée est liée au choix des caractéristiques du sol.

V - APPLICATION CONCRETE POUR L'INTERPRETATION DES ESSAIS PRESSIOMETRIQUES AVEC MESURES DES SURPRESSIONS INTERSTITIELLES

V.I - Présentation - Caractéristiques du site et méthodologie d'études

Afin d'illustrer une application concrète de la méthode proposée pour la détermination des caractéristiques du sol à partir d'un essai pressiométrique on considère les résultats d'essais effectués par le LPC-Saint Briec sur le site de Cran.

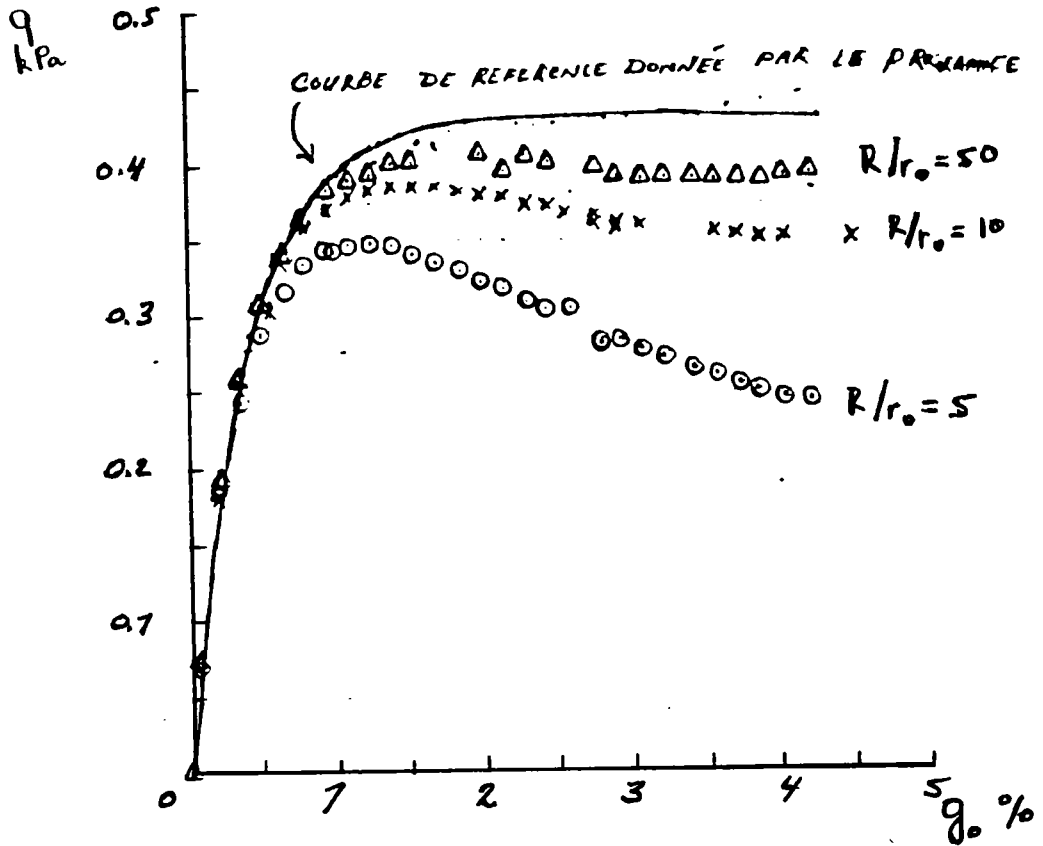


Fig. 27 - Comparaison entre les courbes de cisaillement données par le programme au $\rho = \rho_0$ et les courbes dérivées des courbes d'expansion en utilisant la procédure proposée par BAGUELIN et al (1978)

La Figure 28 présente la nature et caractéristiques géotechniques du site de Cran déterminées à partir des essais in-situ au scissomètre et des essais en laboratoire à l'oedomètre et à l'appareil triaxial (BAGUELIN et al, 1973). Les résultats d'essais montrent qu'il s'agit d'argiles A_p (CL) et A_t (CH) et de limons plastiques (L_t (ML) à faible résistance, légèrement surconsolidés. On présente également sur cette figure les résultats d'essais triaxiaux consolidés, non drainés, avec mesures de Δu sur des échantillons intacts prélevés sur le site par le LPC-Saint Briec. Les échantillons considérés sont prélevés aux profondeurs de 5,60 m ; 7,60 m et 9,60 m (l'analyse des résultats de ces essais est donnée en annexe). On remarque que dans cette zone (5m à 10m) le sol a pour caractéristiques effectives de résistance au cisaillement une légère cohésion $c' = 6$ kPa et angle de frottement $\phi' = 33^\circ$.

Les Figures 29, 30, 31 et 32 montrent les courbes d'expansion obtenues à partir d'essais pressiométriques effectués aux profondeurs de 5 m ; 7 m ; 8 m et 10 m. Ces courbes donnent les variations de la pression de cavité σ_c et de la surpression interstitielle $\Delta u(\rho_o)$ mesurées en fonction de la variation volumique de la cavité ($\Delta V_c/V_o$). Dans ce qui suit on analyse les résultats de ces essais en considérant le modèle proposé et on compare les caractéristiques mécaniques du sol ainsi déterminées à celles déduites des résultats d'essais à l'appareil triaxial.

Pour la détermination des caractéristiques mécaniques des sols à partir de l'analyse de l'essai pressiométrique on procède de la façon suivante :

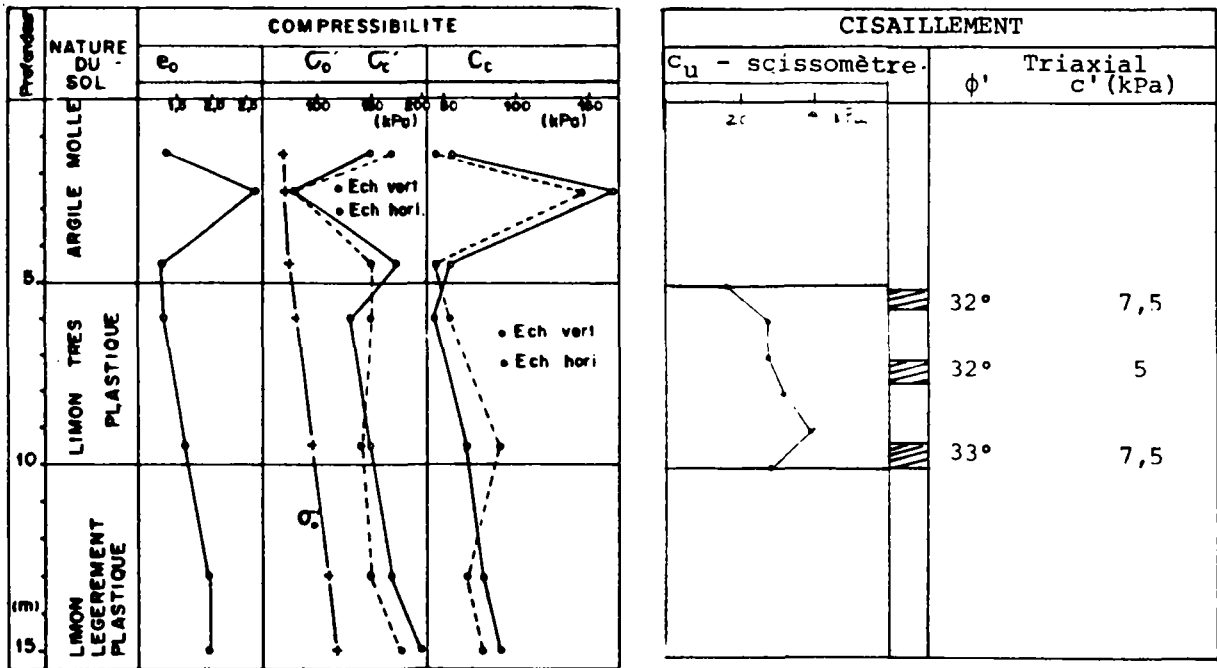


Fig. 28 - Caractéristiques du site du Cran

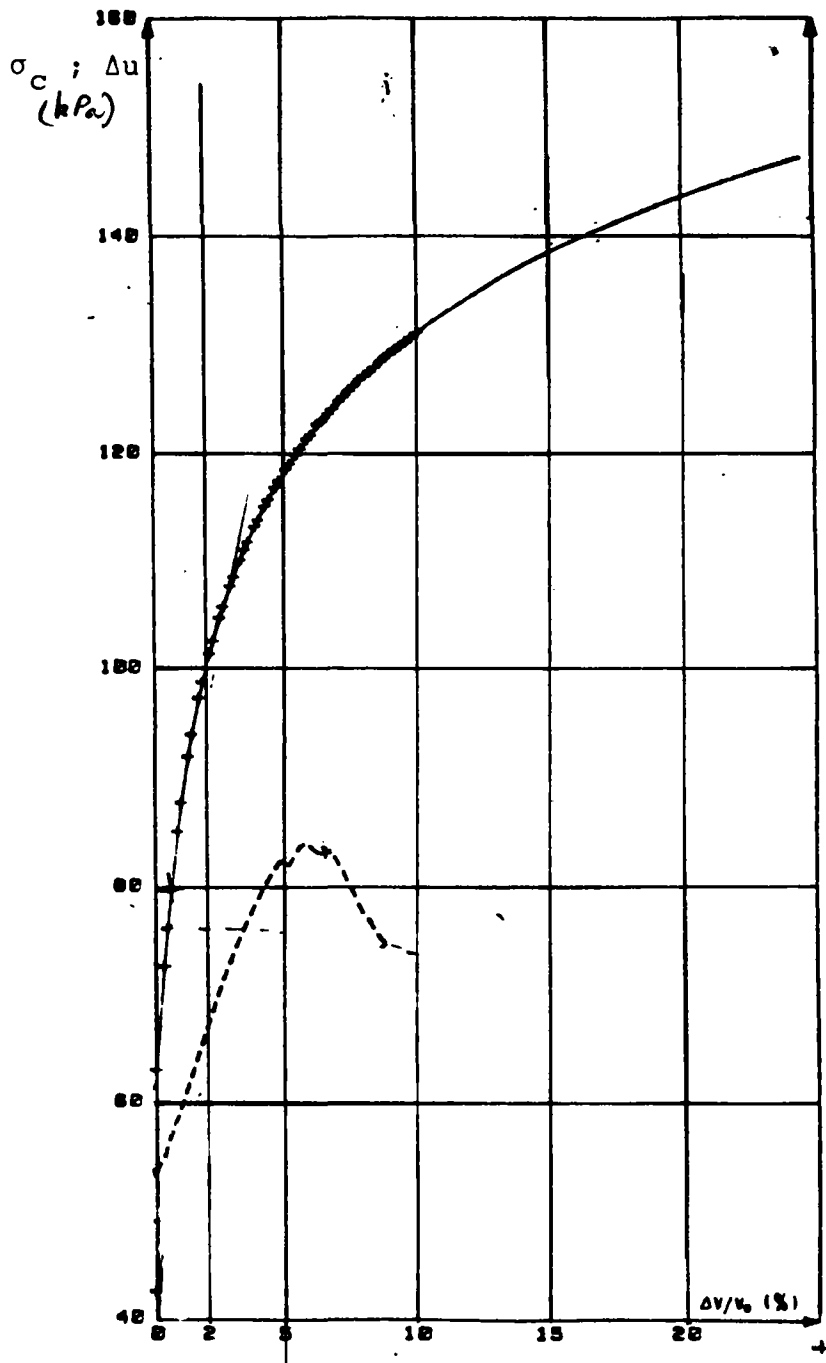


Fig. 29 - Essai pressiométrique avec mesure de Δu à 5m

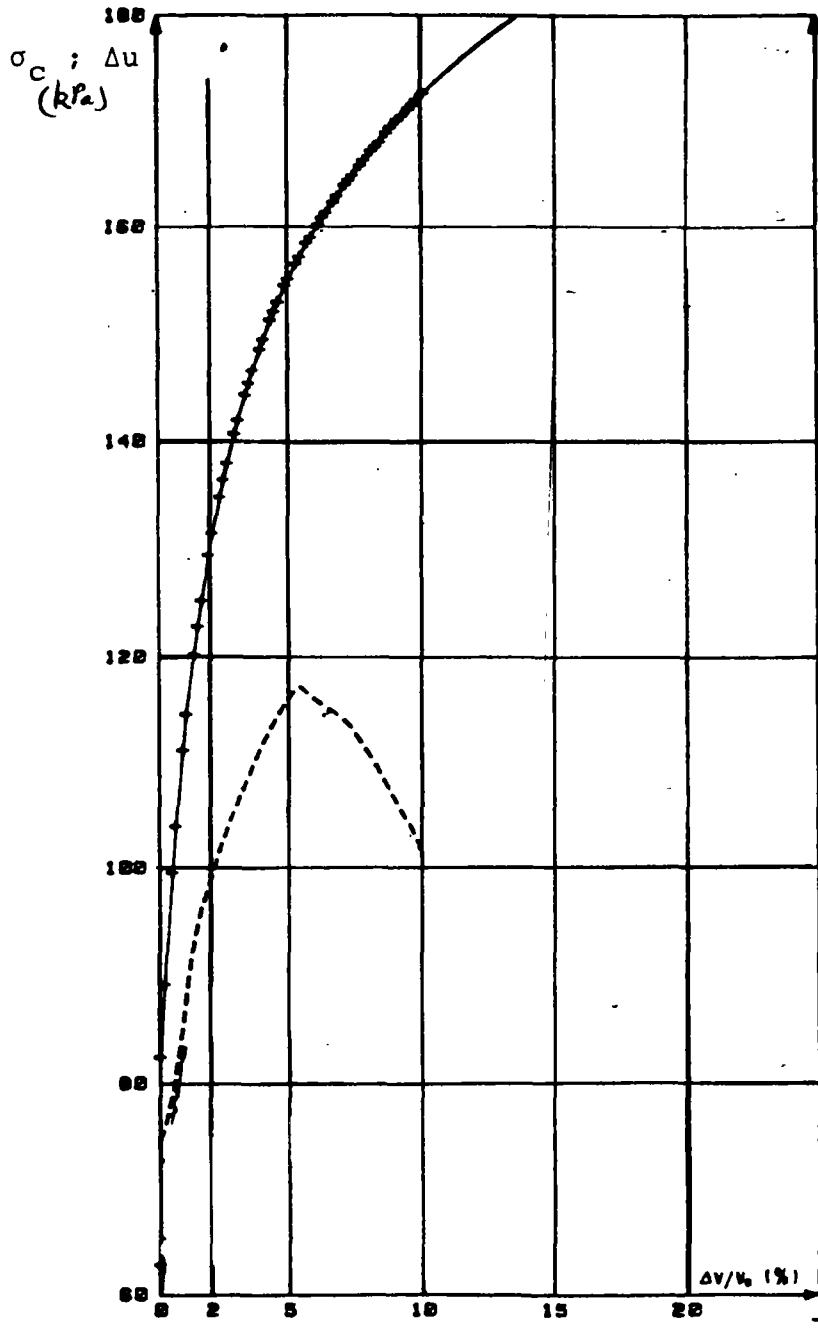


Fig. 30 - Essai pressiométrique avec mesure de Δu à 7m

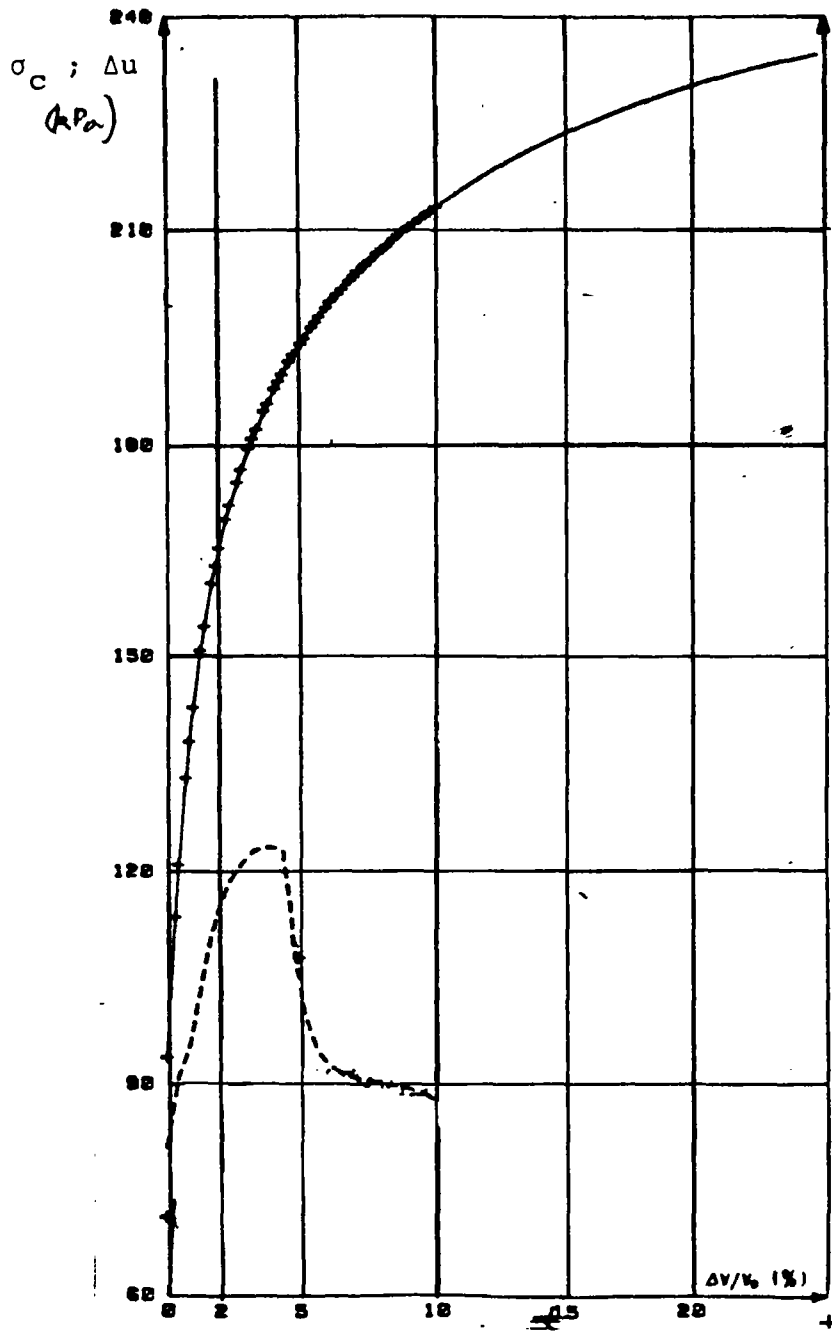


Fig. 31 - Essai pressiométrique avec mesure de Δu à 8m

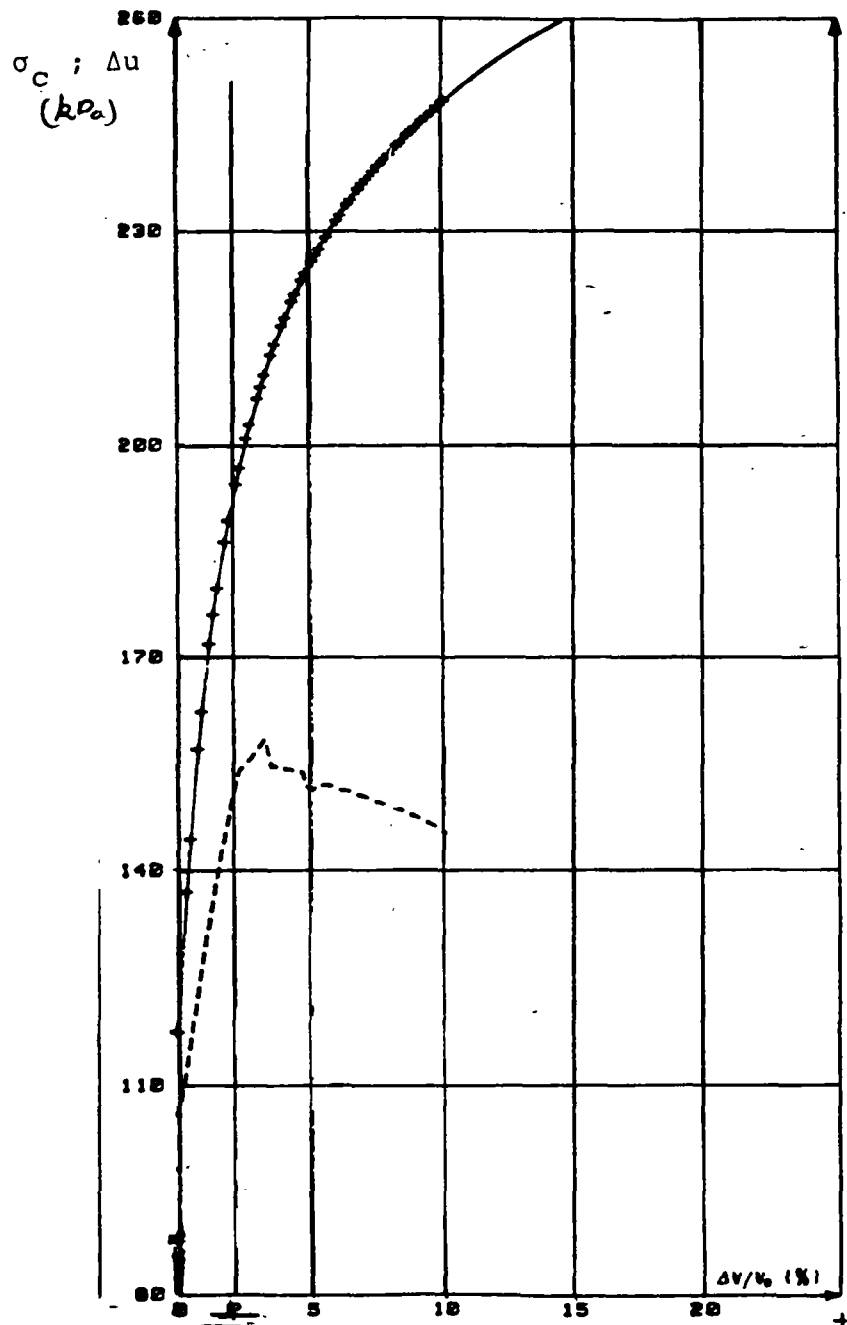


Fig. 32 - Essai pressiométrique avec mesure de Δu à 10m

- la courbe de cisaillement du sol $q(g_0)$ est dérivée à partir de la courbe d'expansion $\sigma_c(g_0)$ en utilisant l'équation (42a). Elle permet de connaître le module au cisaillement G et la cohésion non drainée C_u du sol.

- le chemin des contraintes effectives parcouru par le sol au cours de l'essai est alors donné dans le plan $(q ; p')$ par :

$$p' = \sigma_c - q - \Delta u(\rho_0).$$

- ayant déterminé les chemins des contraintes effectives à partir des essais à différentes profondeurs dans la zone considérée (en l'occurrence de 5 m à 10 m) on obtient la droite de rupture du sol et on en déduit ses caractéristiques effectives de résistance au cisaillement, à savoir : c' et ϕ' .

- en traçant dans le plan $(q ; p')$ les courbes d'isodéformation volumiques de la cavité ($g_0 = \frac{1}{2} V_c/V_0$), correspondant aux états des contraintes atteints lors des différents essais pour les mêmes valeurs de g_0 , on peut déterminer la mobilisation des caractéristiques de résistance au cisaillement du sol c' et ϕ'_{cv} au cours de l'expansion. On en déduit expérimentalement la fonction de charge, soit (eq. 1) :

$$f(\underline{q} ; \gamma) = \frac{q - q_0(\gamma)}{p'} - h(\gamma) = 0 \quad \left. \vphantom{f(\underline{q} ; \gamma)} \right\} \dots\dots\dots (1)$$

où :

$$\gamma = \sqrt{3} \left[\sqrt{2g_0 + 1} - 1 \right]$$

- la fonction contrainte-contractance plastique du sol est

déterminée expérimentalement en utilisant l'équation 5 et en considérant pour l'essai d'expansion non drainée au pressiomètre :

$$\eta = \frac{d\epsilon_v^P}{d\gamma^P} = \frac{d\epsilon_v - d\epsilon_v^e}{d\gamma - d\epsilon^e}$$

$$\text{où : } d\epsilon_v = 0 \quad d\epsilon_v^e = \frac{1 - 2\nu'}{E'} 3\sigma_{\text{oct}}' = \frac{1 - 2\nu}{G} dp'$$

$$d\gamma^e = \frac{1}{2G} d\tau_{\text{oct}}$$

$$\tau_{\text{oct}} = \left[3q^2 + (1 - 2\nu')^2 (p')^2 \right]^{1/2}$$

$$\text{soit : } \eta = \frac{\frac{1 - 2\nu}{G} \frac{dp'}{d\gamma}}{1 - \frac{1}{2G} \cdot \frac{d\tau_{\text{oct}}}{d\gamma}} \dots\dots\dots (44)$$

V.2 - Courbes de cisaillement q (σ_o) - chemins des contraintes effectives

La Figure 33 montre les courbes de cisaillement q(σ_o) dérivées des courbes d'expansion σ_c - p_o = f(g_o) obtenues à partir des essais effectués à 5 m ; 7 m ; 8 m et 10 m en utilisant la procédure proposée par BAGUELIN et al (eq. 42a). Pour faciliter les calculs les courbes d'expansion ont été lissées en les assimilant à des hyperboles. La Figure 34 montre les chemins des contraintes effectives déterminés pour ces essais en considérant les pressions interstitielles mesurées soit : p' = σ_c - q - Δu(ρ_o). En comparant ces chemins de contraintes effectives aux résultats d'essais à l'appareil triaxial on remarque

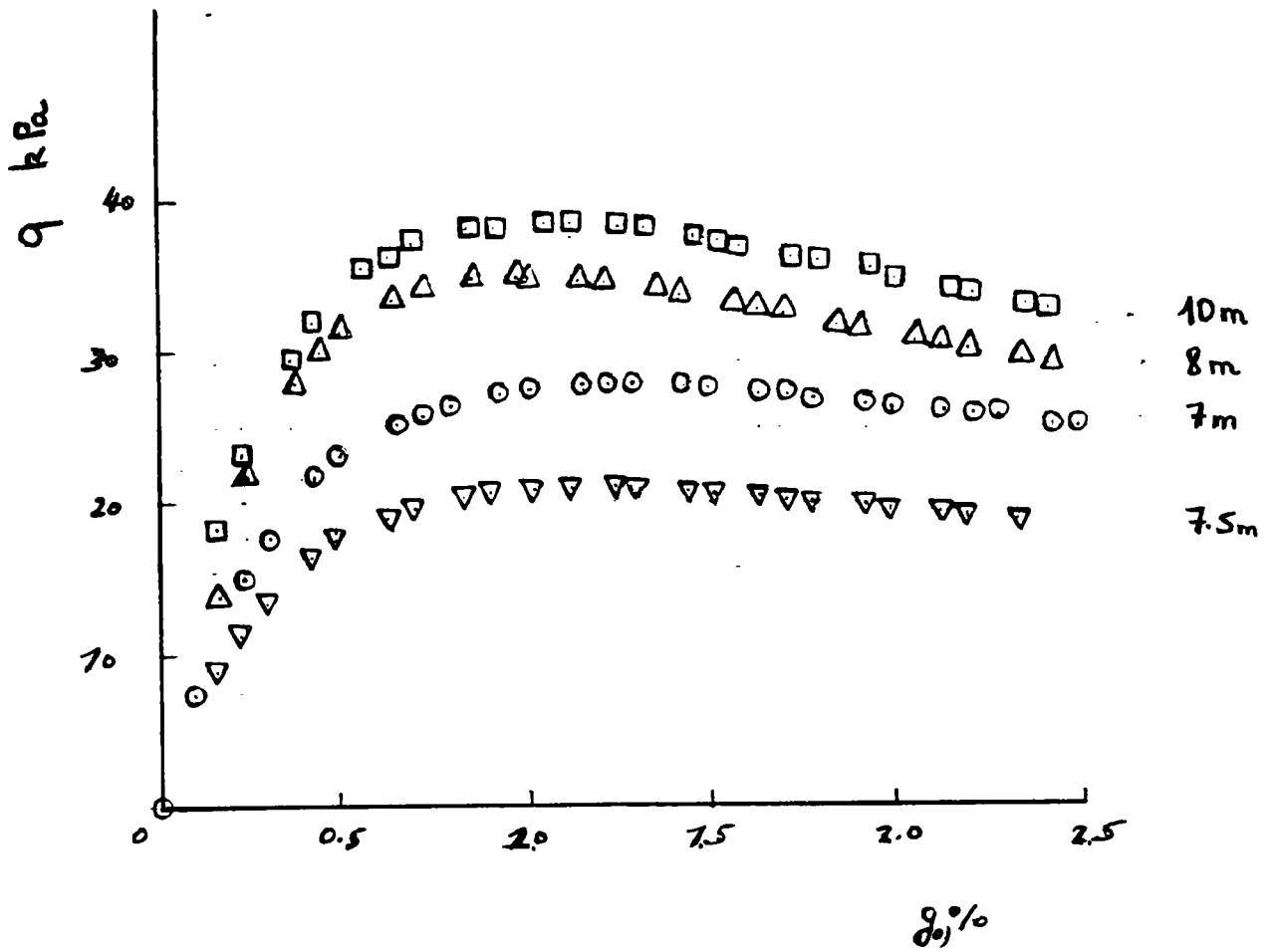


Fig. 33 - Courbes de cisaillement obtenues en dérivant les courbes d'expansion

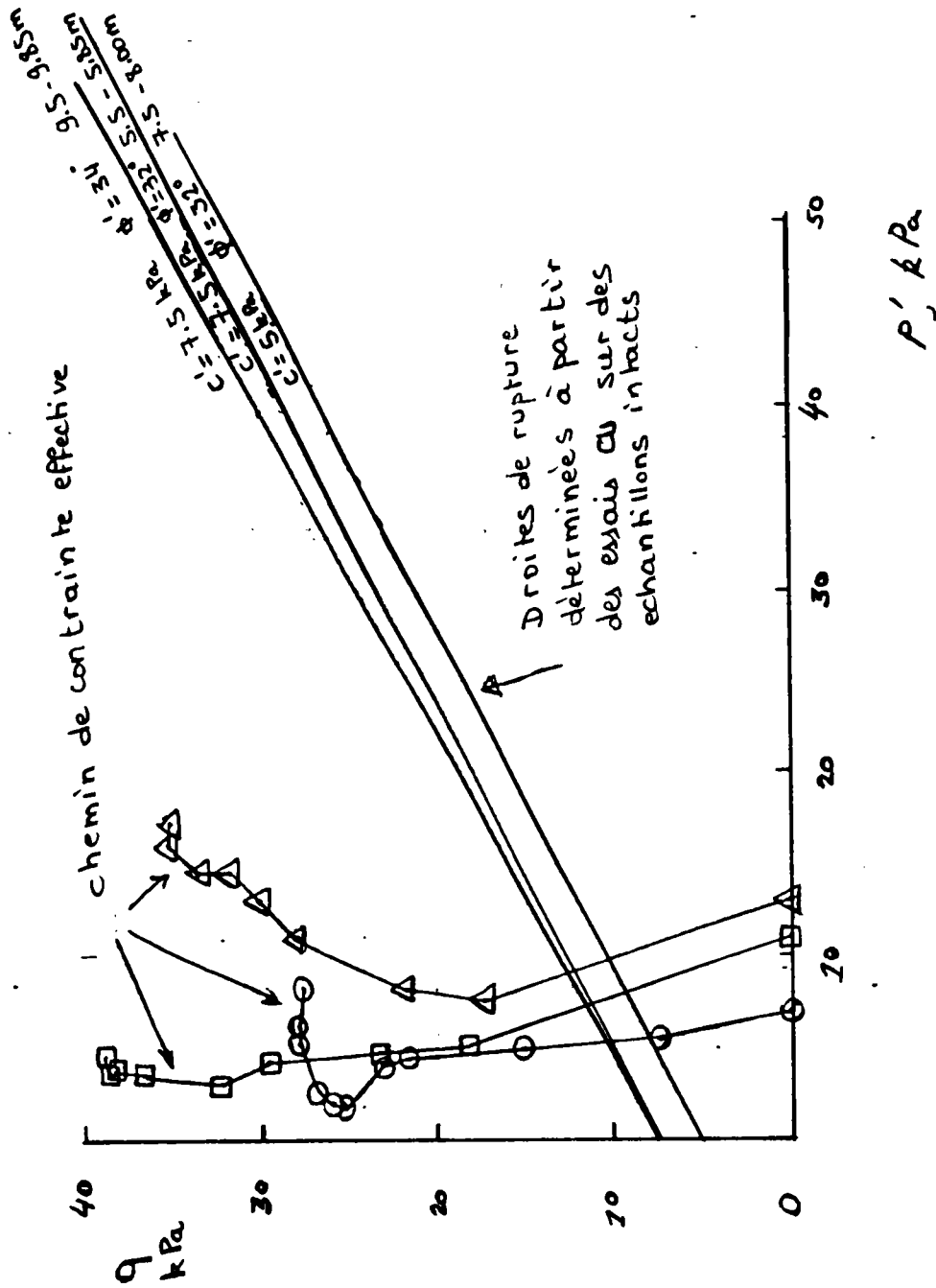


Fig. 34 - Chemins des contraintes effectives déduits de l'analyse des essais pressiométriques en considérant les données "non corrigées"

que la procédure utilisée pour dériver la courbe de cisaillement conduit à des résultats incompatibles avec le comportement réel du sol. Ces résultats semblent être essentiellement dûs à une sous-estimation de la valeur de la contrainte radiale initiale effective dans le sol. En effet, en admettant qu'à l'état initial, avant l'expansion, le sol est à l'état de repos, l'état initial des contraintes effectives est donné par :

$$\sigma_{H_0}' = K_0 \sigma_{V_0}' \dots \dots \dots (45)$$

où : $\sigma_{H_0}' = \sigma_c^0 - u_0$; σ_{H_0}' étant la contrainte effective horizontale ;
 $\sigma_{V_0}' = \gamma h - u_0$; σ_{V_0}' étant la contrainte effective verticale.

u_0 est la pression interstitielle initiale mesurée au pressiomètre ;
 σ_c^0 est la pression de cavité correspondant à l'état de repos.

- pour un sol normalement consolidé : $K_0 = 1 - \sin \phi_{cv}$
- pour un sol surconsolidé (Mayne and Kulhawy, 1982):

$$K_0 = (1 - \sin \phi') (\text{OCR})^{\sin \phi'}$$

où : OCR est le rapport de surconsolidation.

La Figure 35 montre que les contraintes radiales effectives mesurées initialement (à $\Delta V_c/V_0 = 0$) aux profondeurs considérées sont largement inférieures à celles calculées en admettant que le sol est à l'état de repos. Il en résulte que lors de l'expansion le sol est initialement rechargé pour atteindre un état des contraintes proche de celui à l'état de repos. La pression de cavité correspondante σ_c^0 à l'état K_0 (equ. 45) est considérée en tant que pression initiale

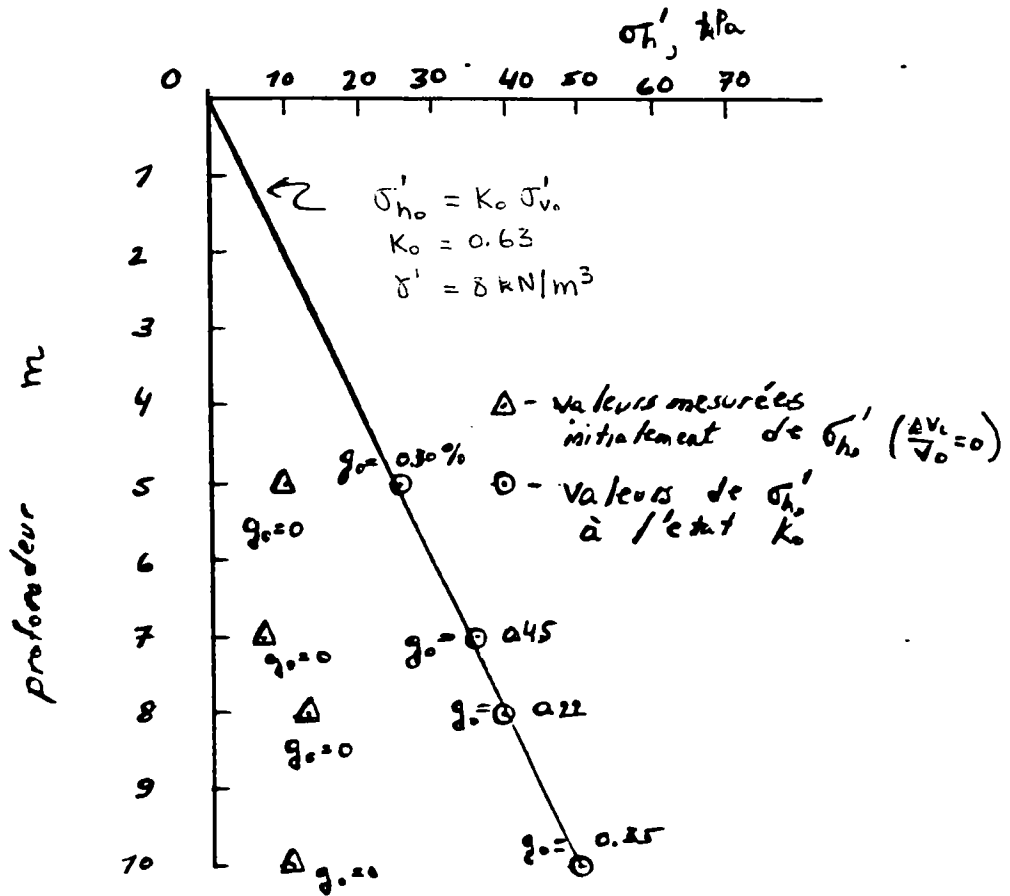


Fig. 35 - Valeurs mesurées initialement de σ'_{HO} ($\Delta V_c/V_0 = 0$) et valeurs de σ'_{HO} à l'état K_0

pour l'essai d'expansion. Par ailleurs, on néglige les surpressions interstitielles générées par le rechargement à l'état de repos. Comme il est illustré à la Figure 35, pour les essais considérés l'état de repos est atteint à pression de cavité σ_c^0 correspondant à $g_0^0 \approx 0,35 \%$. Afin de tenir compte de ce phénomène du rechargement du sol à l'état proche de l'état de repos, on admet que la courbe d'expansion $\sigma_c - p_0 = f(g_0)$ a pour origine :

$$\sigma_c^0 = p_0' + \Delta p \quad \text{et} \quad g_0^0 = \Delta g$$

où : p_0' est la pression initiale mesurée au pressiomètre ;

Δp et Δg sont respectivement l'incrément de la pression de cavité et la déformation volumique correspondante qui résultent du rechargement du sol à l'état des contraintes vérifiant l'équation 45.

La courbe des surpressions interstitielles générées par cette expansion a donc pour origine :

$$u = u_0 \quad \text{et} \quad g_0^0 = \Delta g$$

En considérant les courbes d'expansion ainsi "corrigées" on peut en déduire les courbes de cisaillement correspondantes en utilisant la procédure décrite précédemment (équation 42). Sur la Figure 36 on montre les courbes de cisaillement ainsi calculées pour les profondeurs de 5 m ; 7 m ; 8 m et 10 m. Comme le montre la Figure 37

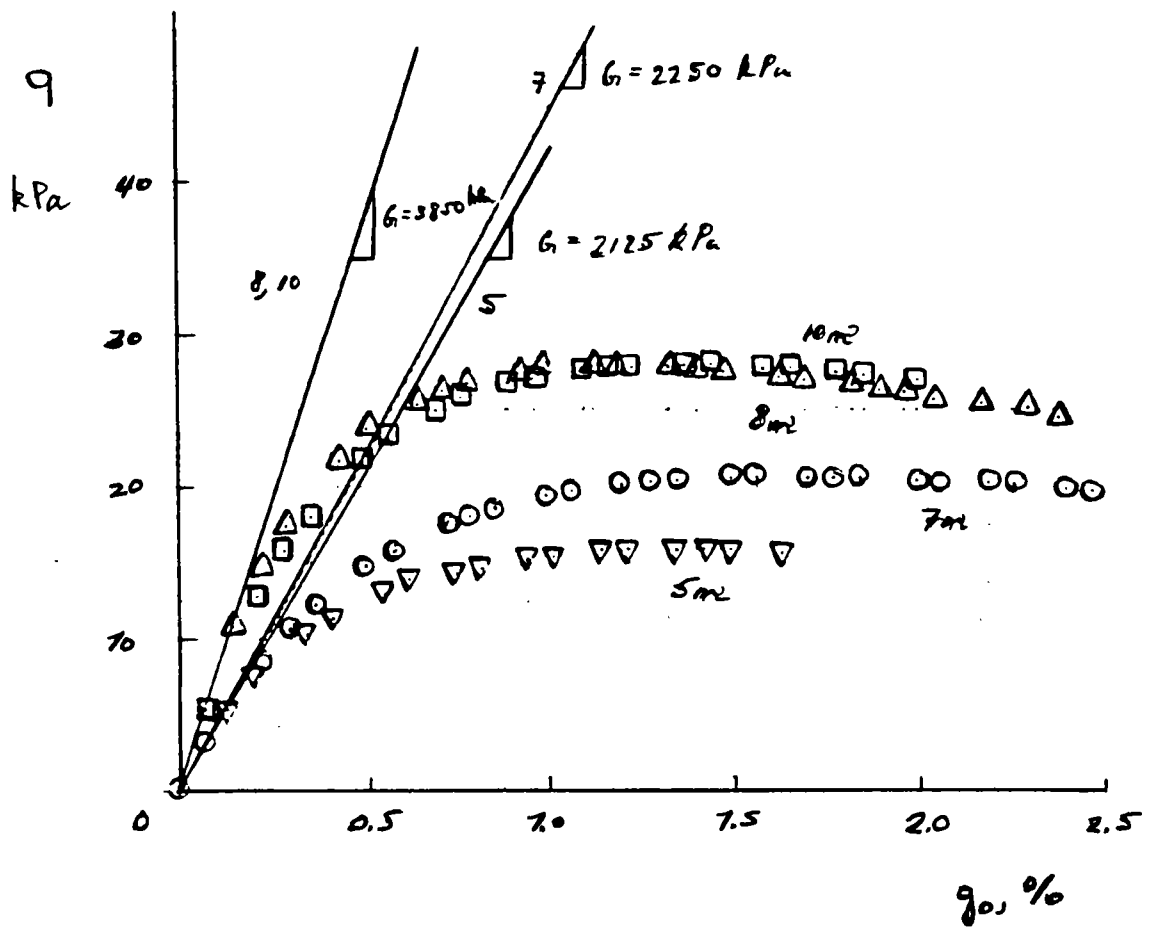


Fig. 36 - Courbes de cisaillement obtenues en dérivant les courbes d'expansion 'corrigées'

les valeurs de la cohésion non drainée à différentes profondeurs déterminées à partir de ces courbes de cisaillement correspondent aux valeurs mesurées au scissomètre. Cela confirme la fiabilité de la procédure d'interprétation proposée. On remarque que les courbes de cisaillement dérivées des courbes d'expansion "non corrigées" (Figure 33) semblent conduire à surestimer les valeurs de C_u . Par ailleurs, on note que les courbes de cisaillement présentées sur la Figure 36 permettent de déterminer les valeurs du module au cisaillement G aux différentes profondeurs ; on obtient : $G/\sigma'_o \cong 67$.

La Figure 38 montre dans le plan (q ; p') les chemins des contraintes effectives calculés pour les profondeurs de 5 m ; 7 m ; 8 m et 10 m en considérant les courbes de cisaillement présentées sur la Figure 36. Ces chemins permettent de déterminer la droite de rupture du sol. On remarque que les caractéristiques effectives de résistance au cisaillement ainsi déterminées correspondent à celles déterminées à partir d'essais à l'appareil triaxial.

La Figure 39 montre les courbes d'isodéformation volumique de la cavité ($g_o = \frac{1}{2} \frac{\Delta V_c}{V_o}$), correspondant aux états des contraintes atteints lors des essais considérés (5m, 7m, 8m et 10m) pour les mêmes valeurs de g_o . On remarque que ces courbes peuvent être assimilées à des droites, correspondant à l'équation 1, dont l'origine correspond à $q_o(g_o)$ et la pente à l'angle de frottement interne mobilisé, soit à : $\sin \phi_m = h(g_o)$. La connaissance de la mobilisation des caractéristiques de résistance au cisaillement au cours de l'essai en fonction de l'expansion de la cavité et des fonctions $q_o(g_o)$ et $h(g_o)$ correspondantes

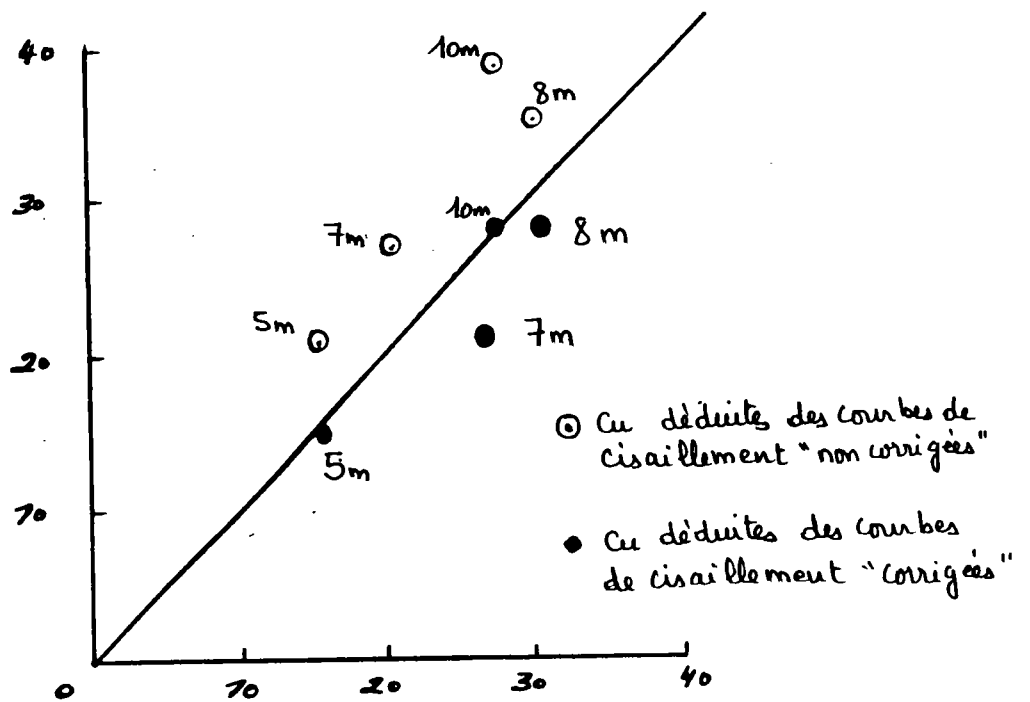
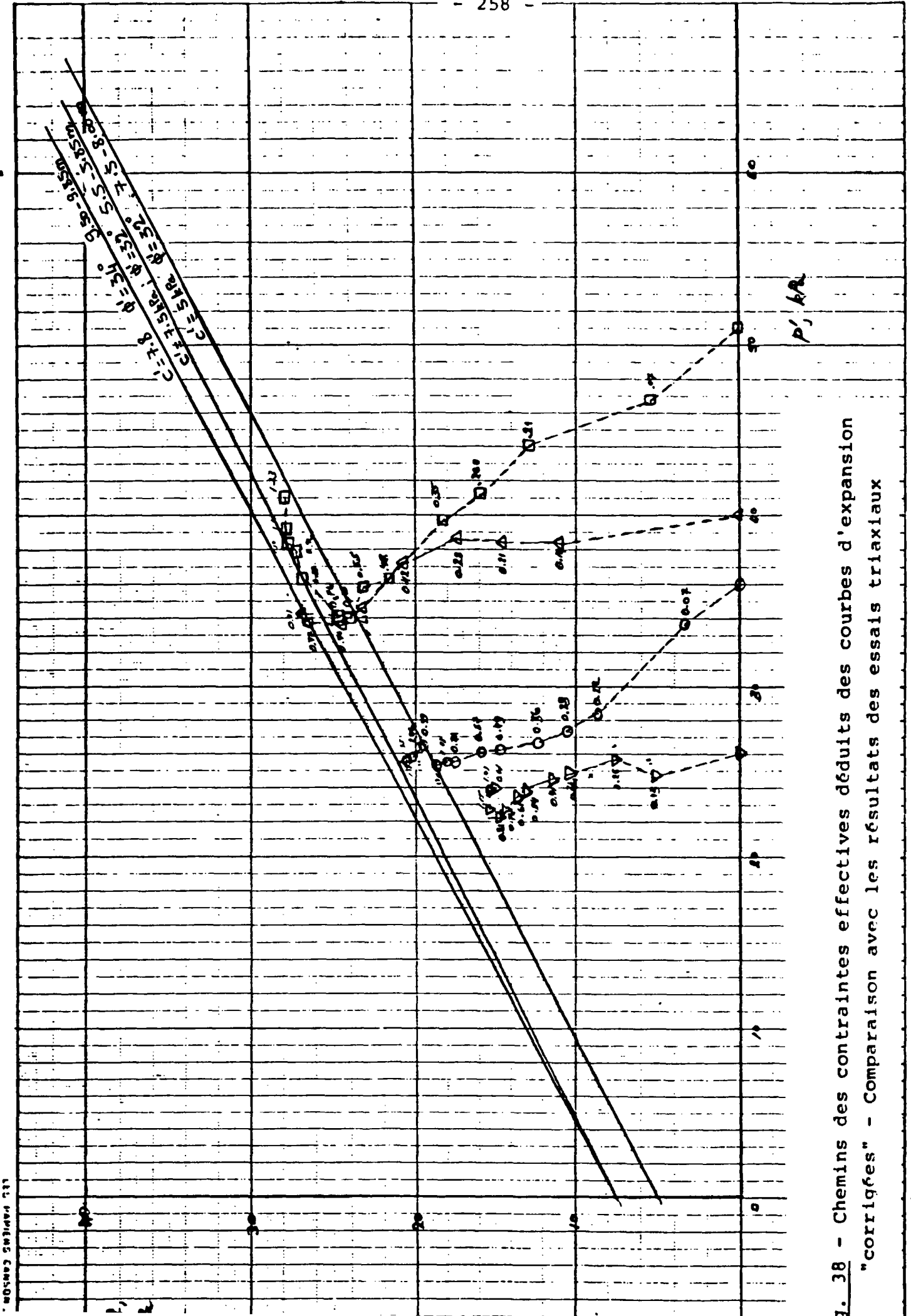


Fig. 37 - Comparaison des valeurs de C_u déterminées à partir des courbes d'expansion "corrigées" et "non corrigées" aux valeurs déduites des essais au scissomètre



g. 38 - Chemins des contraintes effectives déduits des courbes d'expansion "corrigées" - Comparaison avec les résultats des essais triaxiaux

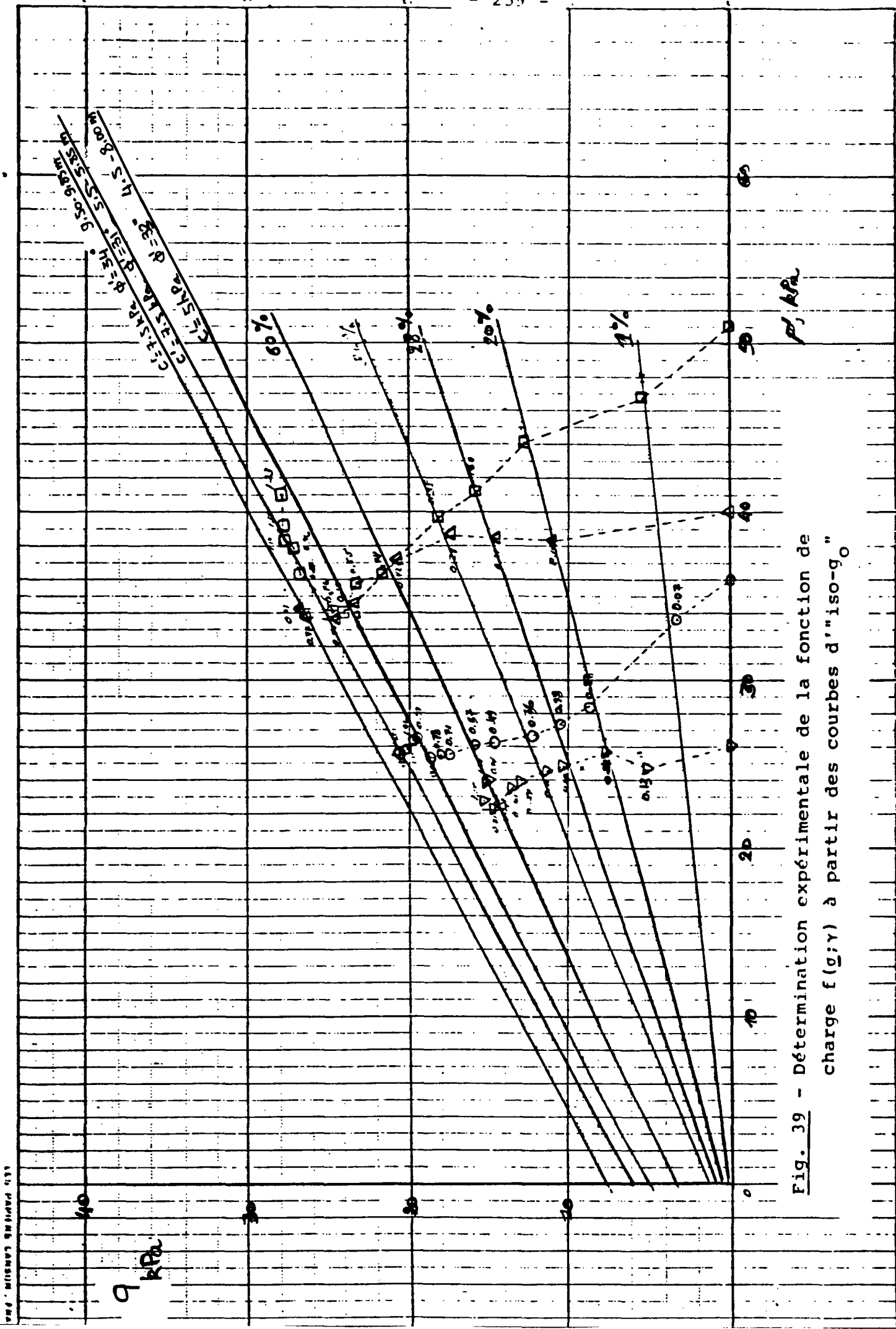


Fig. 39 - Détermination expérimentale de la fonction de charge $f(g; \gamma)$ à partir des courbes d'"iso-g."

permet la détermination expérimentale de la fonction de charge $f(\underline{\sigma}; \gamma)$

$$\text{où } \gamma = \sqrt{3} \left[\sqrt{2g_o + 1} - 1 \right].$$

Sur la Figure 40a on présente la fonction $q_o(g_o)$ déterminée expérimentalement. Sur la Figure 40b on présente la fonction $h(g_o)$ correspondant à l'évolution de la pente des courbes d'isodéformation volumique (g_o) au cours de l'expansion. La fonction $h(g_o)$ peut également être déterminée en considérant une fonction hyperbolique (équation 4a) et les valeurs mesurées des caractéristiques du sol, soit $G/\sigma_o' = 67$ (Figure 36) et $\phi_{cv} = 34^\circ$ (Figure 38). On remarque que l'hypothèse d'une fonction $h(\gamma)$ hyperbolique selon laquelle l'état critique n'est atteint que pour une déformation infinie conduit à sousestimer la valeur réelle de l'angle de frottement interne mobilisé (ϕ_m). En effet, les résultats expérimentaux montrent que cet angle est entièrement mobilisé ($\phi_m = \phi_{cv}$) pour une déformation volumique (g_o) relativement faible d'environ $g_o \approx 1 \%$.

Ce phénomène qui a été abordé lors de l'interprétation des essais en laboratoire à l'appareil triaxial et au cylindre creux conduit, (voir IV.1), à remplacer la fonction hyperbolique $h(\gamma)$ définie par l'équation (4a) par la fonction modifiée $h^*(\gamma)$ définie par l'équation 29. On remarque que dans le cas des essais pressiométriques considérés on obtient : $\gamma_f = 2 \%$ et $b^* = 1.02$.

La Figure 41 montre les courbes

$$h(g_o) = \frac{q - q_o(g_o)}{p'}$$

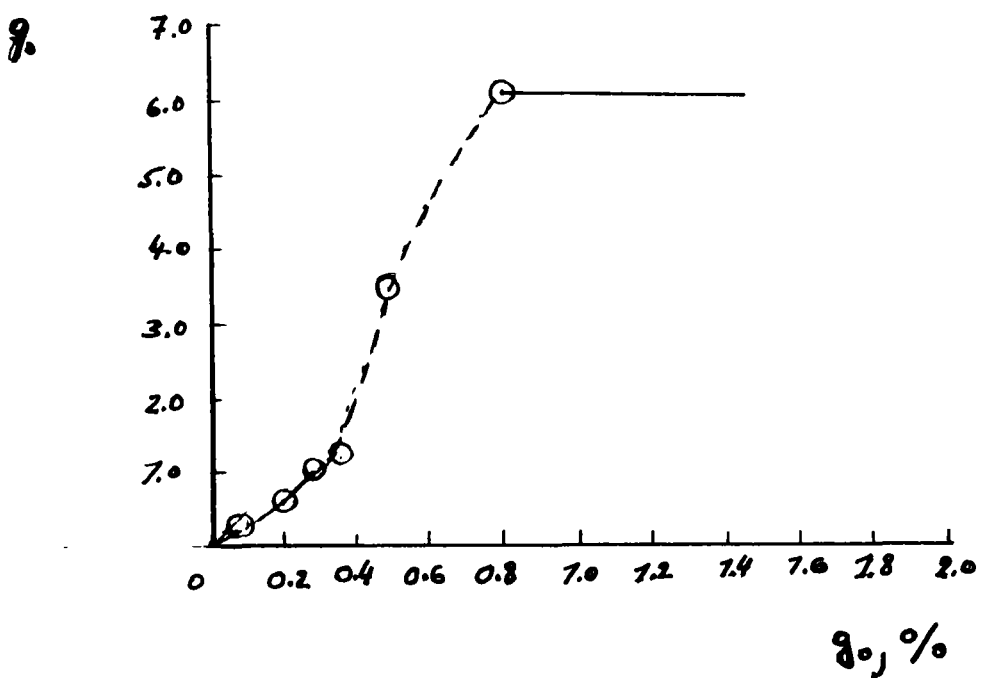


Fig. 40a - Détermination expérimentale de la fonction $q(g_0)$

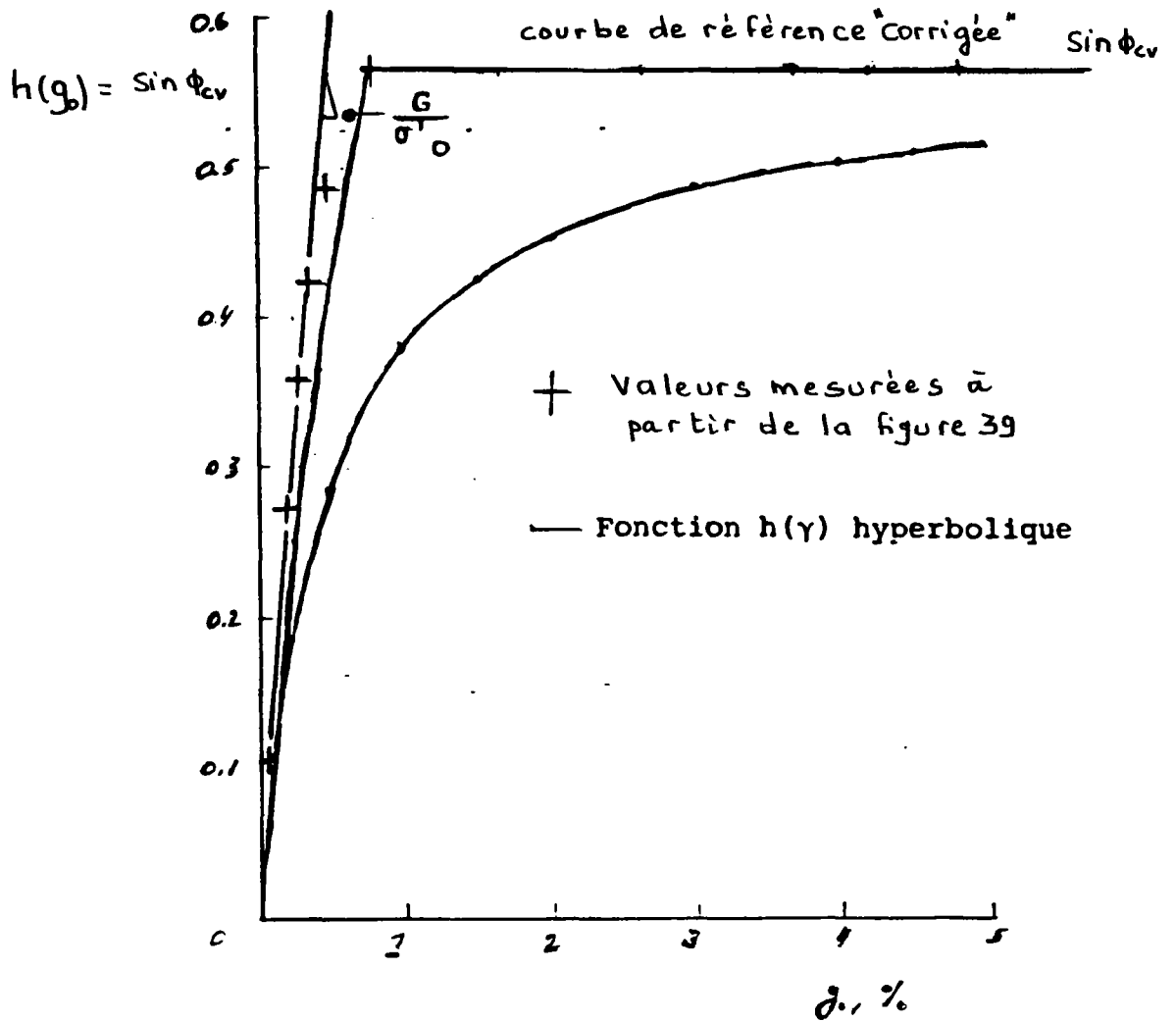


Fig. 40b - Courbe $h(g_0)$ déterminée expérimentalement à partir des pentes des courbes d'isodéformation (g_0) - Comparaison avec la fonction hyperbolique considérée (eq. 4a)

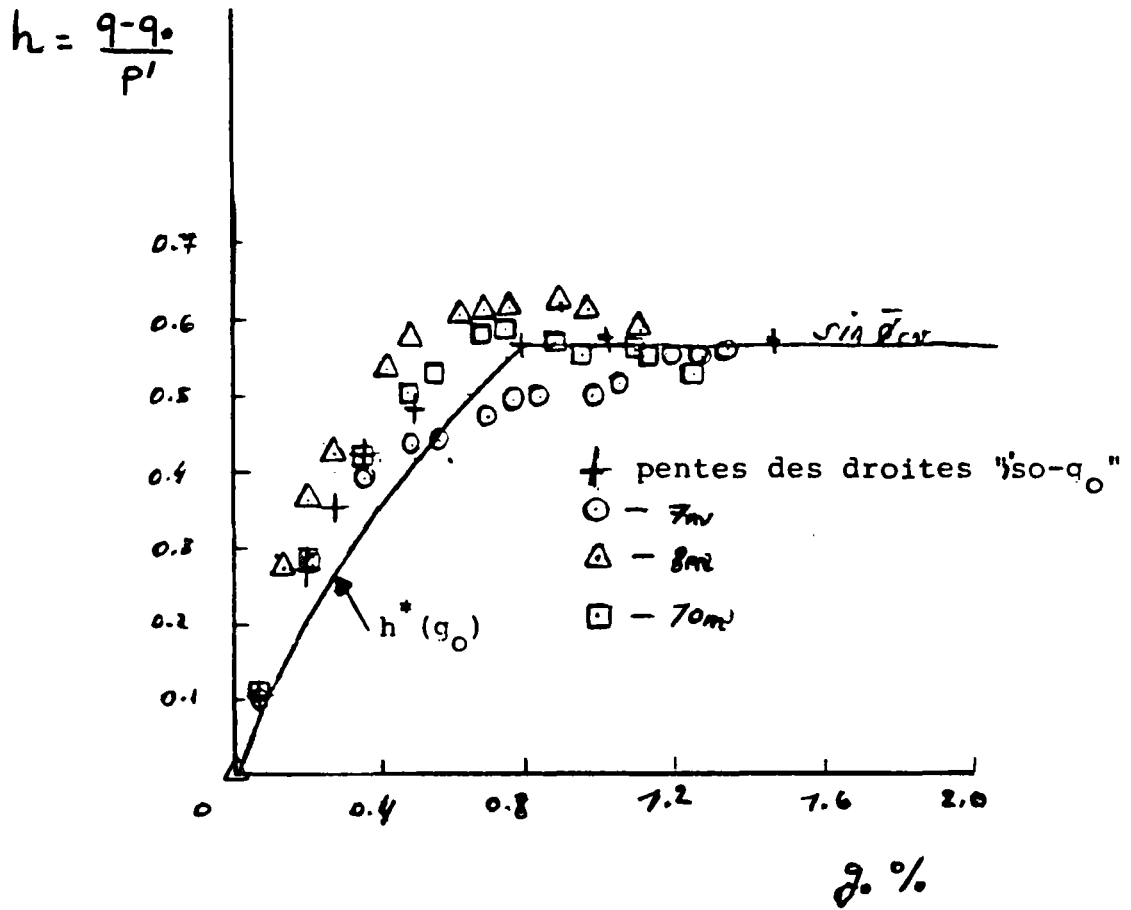


Fig. 41 - Détermination expérimentale de la fonction $h^*(g_0)$

obtenues à partir des essais pressiométriques effectués à 7m, 8m et 10m en considérant les valeurs de $q_0(q_0)$ déterminées expérimentalement (Figure 40a). On remarque que la dispersion entre les courbes obtenues à différentes profondeurs est relativement faible et l'on peut noter une bonne concordance entre ces courbes et la fonction modifiée $h^*(q_0)$ définie par l'équation 29 ($\gamma_f = 2\%$; $b^* = 1.02$).

La Figure 42 montre les courbes contrainte-contractance plastique $\eta = \eta \left[(q - q_0(q_0)) / p' \right]$ déterminées expérimentalement à partir des essais pressiométriques effectués à 7m, 8m et 10m (équation 44). On remarque que la dispersion entre les courbes obtenues à 8m et à 10m est relativement faible. On peut donc considérer une courbe caractéristique dont la forme correspond à l'hypothèse de NOVA et WOOD (équation 37). Il est intéressant de noter que la valeur du module μ ainsi déterminée ($\mu = 2.5$ - Figure 42b) est proche de celle obtenue pour le limon de Jossigny à partir des essais en laboratoire au cylindre creux et à l'appareil triaxial ($\mu = 2$ - Figure 13b).

Afin de comparer la modélisation développée aux résultats expérimentaux on a repris l'analyse des essais effectués aux profondeurs de 7m et 10m et on présente sur la Figure 43 dans le plan $(q ; p')$ les chemins des contraintes effectives au bord de la cavité ($\rho = \rho_0$) parcourus par le sol au cours de ces deux essais. Ces chemins montrent qu'en négligeant l'effet de l'ordonnée à l'origine $q_0(q_0)$ on peut considérer une droite de rupture à angle de frottement interne apparente de $\phi_{cv}^* = 48^\circ$, atteinte pour $g_0 \approx 1\%$, soit pour : $\gamma = \gamma_f \approx 2\%$. Cette modification n'a qu'un effet négligeable sur la relation contrainte-contractance plastique. Par conséquent, les calculs simulant ces deux

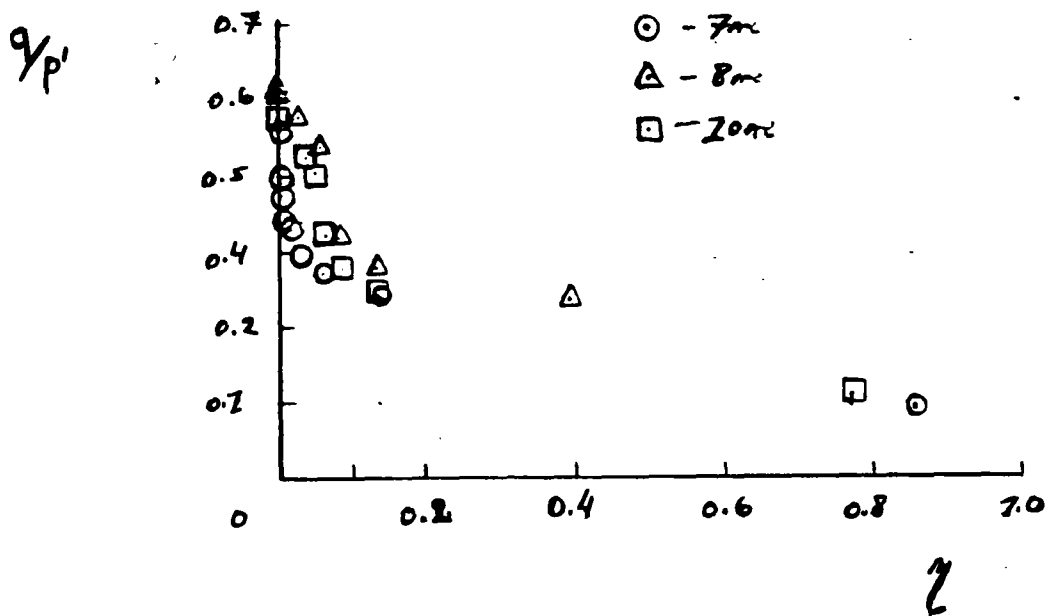
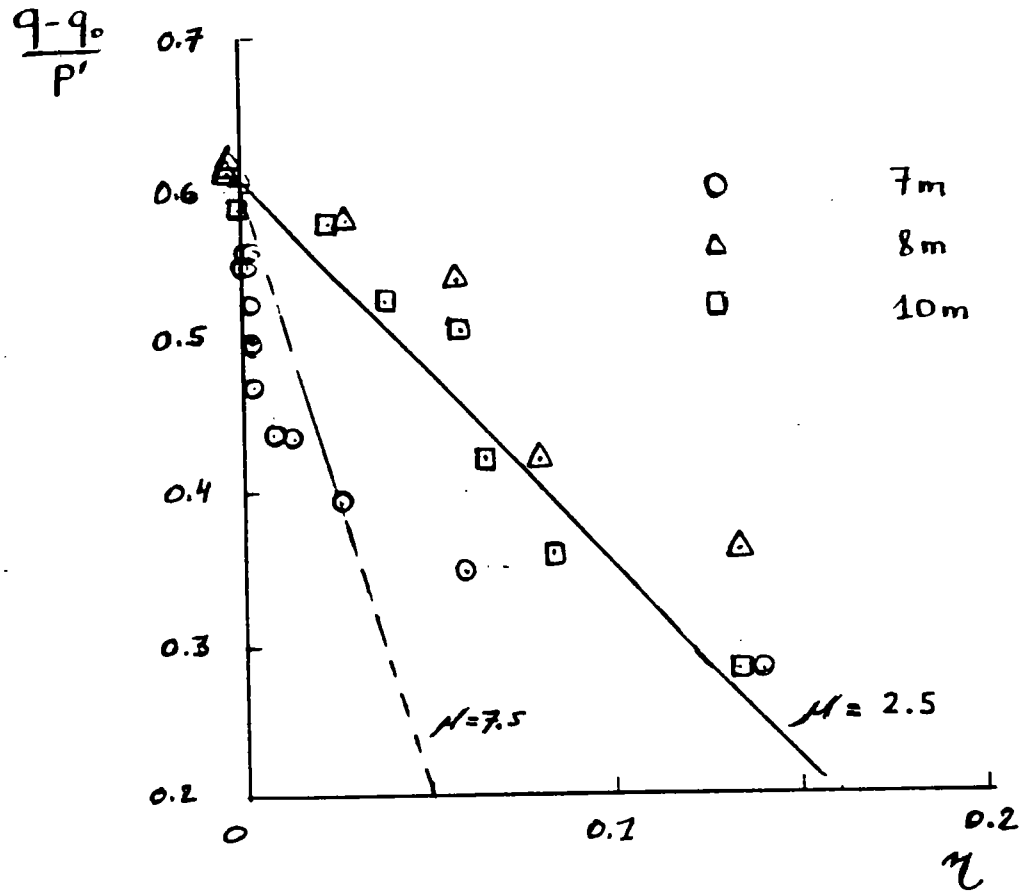


Fig. 42 - Détermination expérimentale de la fonction contrainte-contractance plastique aux différentes profondeurs



essais sont effectués en considérant :

- Une fonction de charge définie par l'équation 4 et 29 avec les paramètres suivants :

$$G/\sigma'_0 = 67 \quad ; \quad \phi_{cv} = 48^\circ \quad ; \quad \gamma_f = 2 \% \quad ; \quad \nu = 0,33$$

- Une fonction contrainte-contractance plastique définie par l'équation 37 à $\mu = 2.6$.

La comparaison de la théorie à l'expérience est présentée sur la Figure 44 pour l'essai effectué à 7m et sur la Figure 45 pour l'essai effectué à 10 m. On présente également sur ces figures les résultats des calculs effectués en considérant le modèle élastique-parfaitement plastique. La concordance entre les résultats théoriques et expérimentaux confirme la fiabilité de la modélisation considérée. On remarque également que la prise en considération d'un comportement parfaitement plastique aux grandes déformations ($\gamma \geq \gamma_f = 2 \%$) permet d'améliorer considérablement la modélisation de la réponse du sol à l'expansion. En effet, comme le montre la Figure 45, l'hypothèse d'une fonction $h(\gamma)$ hyperbolique conduit à surestimer considérablement les surpressions interstitielles générées lorsque le sol subit des grandes déformations et par voie de conséquence à sous-estimer la résistance du sol à l'expansion. Comme il est illustré sur la Figure 43 cet effet de l'existence d'un seuil du comportement parfaitement plastique se manifeste en particulier en comparant les chemins des contraintes effectives calculés en considérant respectivement : $\gamma_f = 2\%$ et infinie.

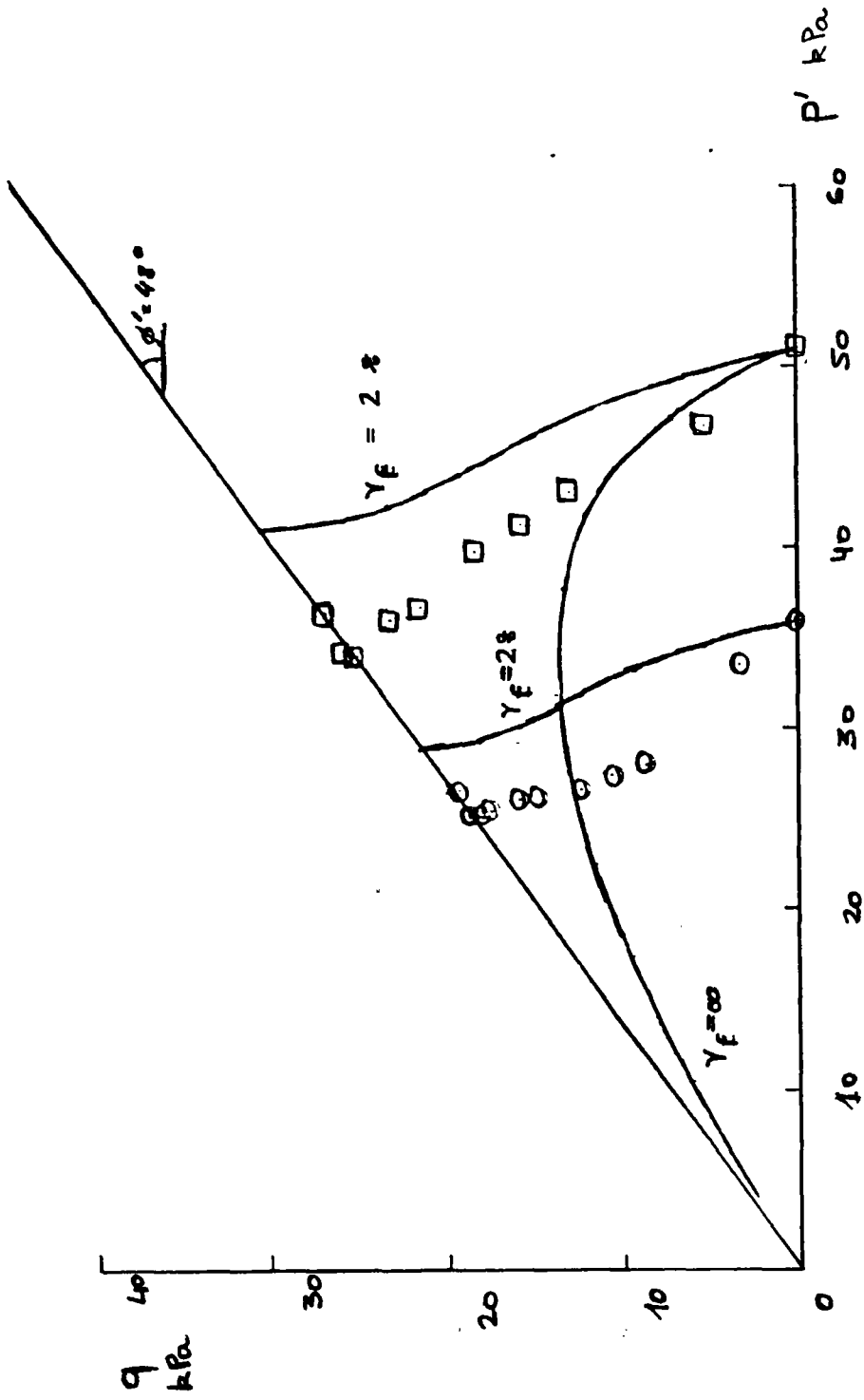


Fig. 43 - Chemins des contraintes effectives théoriques et expérimentaux obtenus à partir des essais pressiométriques aux profondeurs de 7 m et 10 m

Fig. 44 - Comparaison de la théorie à l'expérience - Essai à 7 m

a) Courbes d'expansion théoriques et expérimentales

b) Valeurs mesurées et calculées de surpressions interstitielles au bord de la cavité

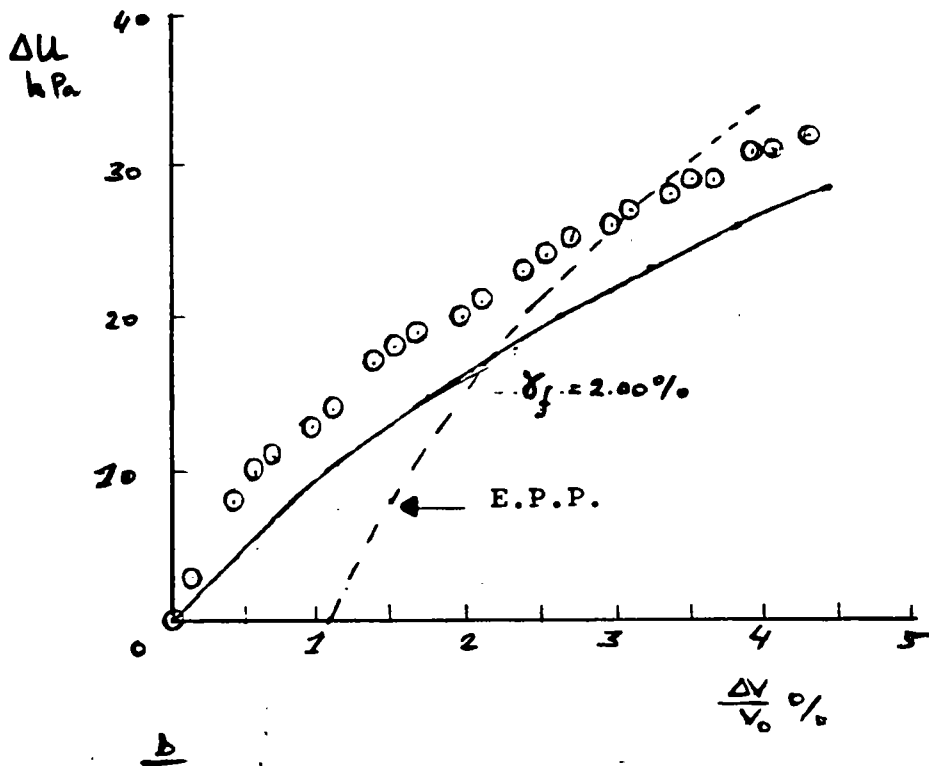
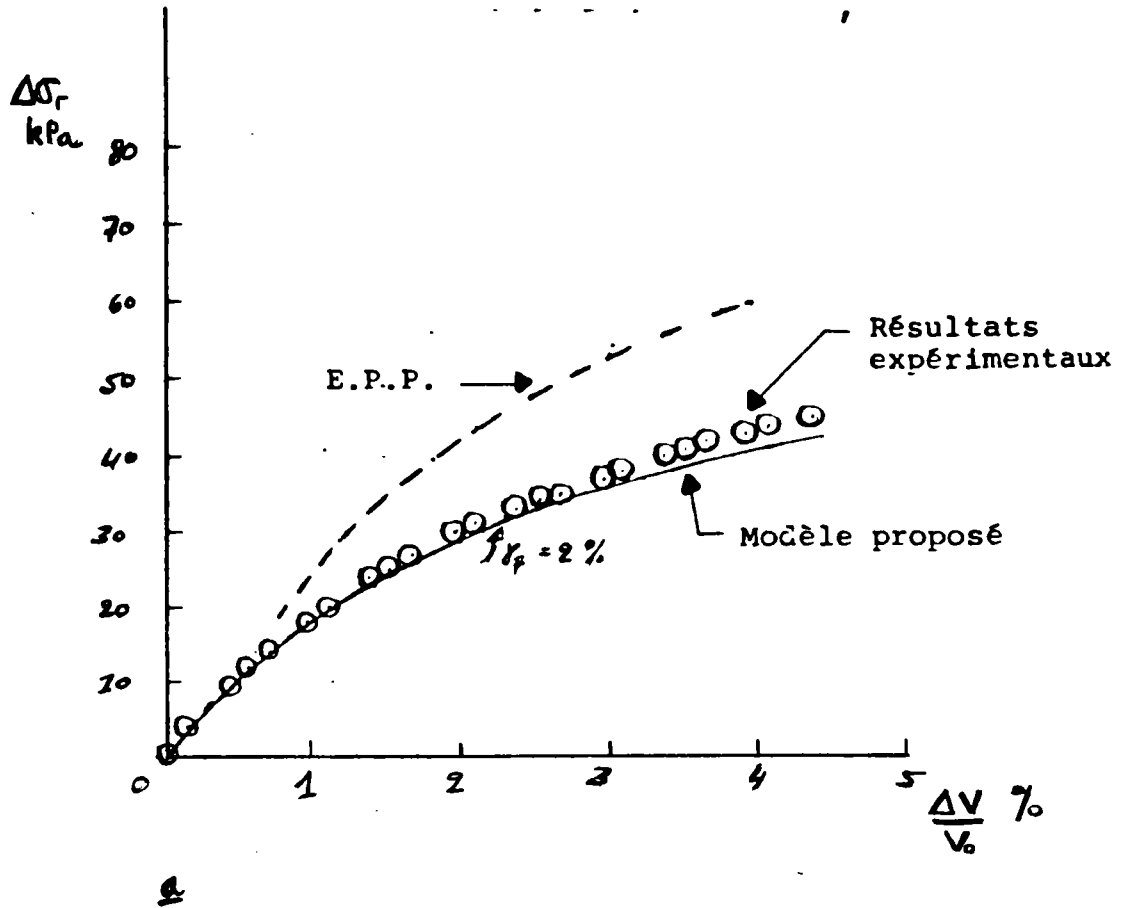
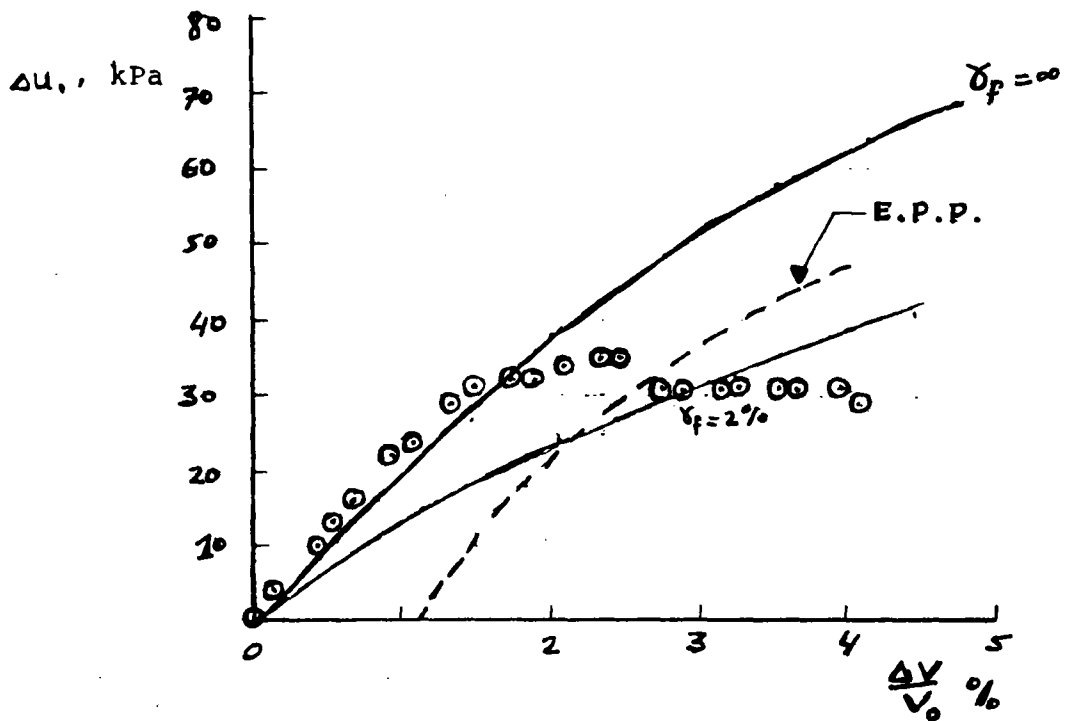
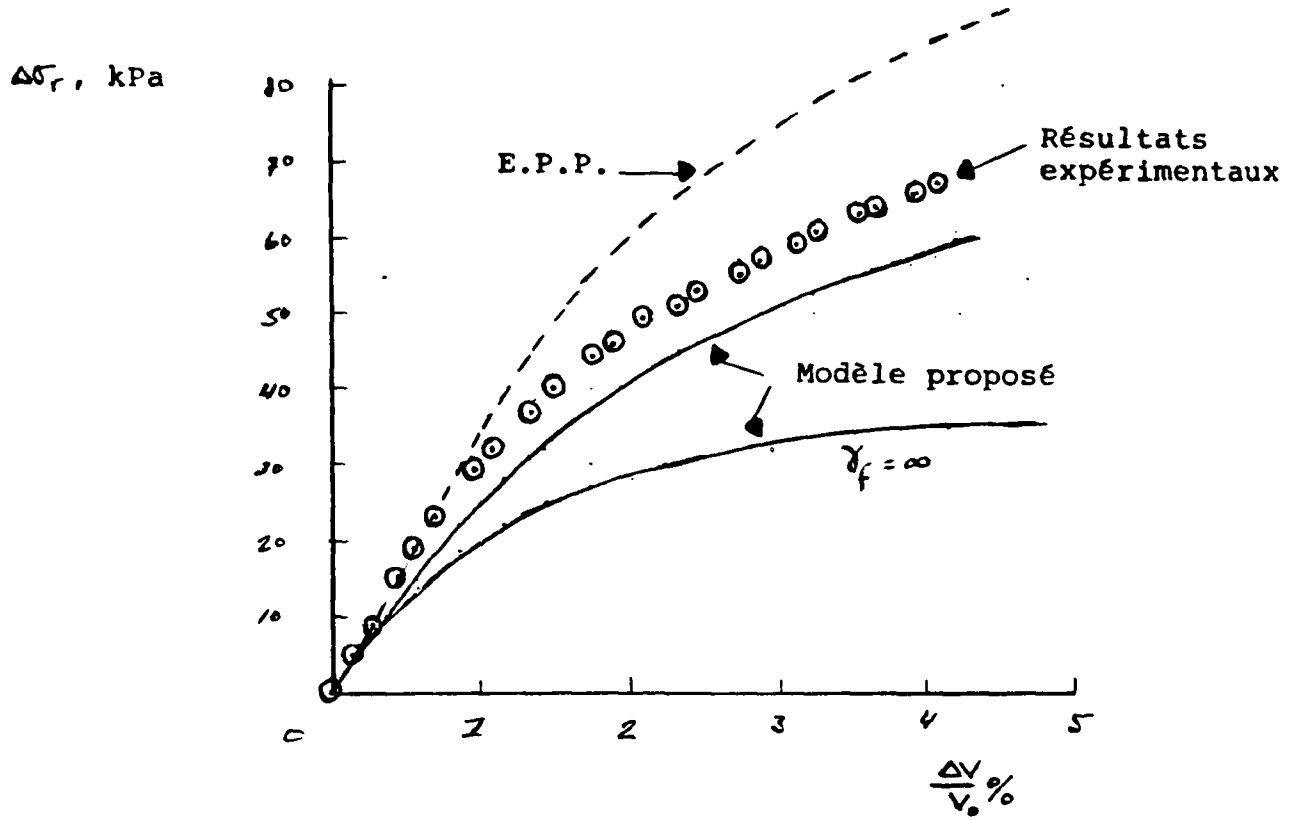


Fig. 45 - Comparaison de la théorie à l'expérience - Essai à 10 r

a) Courbes d'expansion théoriques et expérimentales

b) Valeurs mesurées et calculées de surpressions interstitielles au bord de la cavité



Les chemins des contraintes effectives calculés pour les deux essais considérés (7m et 10m) en considérant $\gamma_F = 2 \%$ correspondent bien aux résultats expérimentaux.

Finalement, on peut noter que le modèle élastique-parfaitement plastique conduit à sousestimer considérablement les surpressions interstitielles générées par l'expansion et par voie de conséquence à surestimer la résistance du sol à l'expansion (Figures 44 et 45).

CONCLUSIONS

Cette partie avait essentiellement pour objectif de présenter un modèle relativement simple, d'un sol à comportement élasto-plastique, écrouissable à loi d'écoulement non associée. L'utilisation de ce modèle pour l'interprétation des essais d'expansion non drainée avec mesures des surpressions interstitielles permet en particulier de déterminer à partir d'une analyse en contraintes effectives, la compressibilité, les caractéristiques effectives de résistance au cisaillement et les propriétés de contractance et/ou dilatance à prendre en compte dans le code de calculs correspondant.

Le comportement du sol est caractérisé en considérant une surface de charge $f(\underline{\sigma} ; \gamma)$ et une surface d'écoulement plastique $g(\underline{\sigma})$ non associée. La définition de cette dernière nécessite la détermination expérimentale du paramètre de contractance et/ou de dilatance plastique du sol, fonction de l'état des contraintes effectives $n(q/p')$.

Comme il a été noté dans la deuxième partie les résultats expérimentaux montrent que contrairement aux hypothèses de modélisation considérées la fonction $n(q/p')$ dépend du chemin des contraintes effectives parcouru par le sol. En particulier, les courbes $n(q/p')$ obtenues pour les essais d'expansion non drainée sont incluses dans un faisceau ayant pour borne supérieure les courbes obtenues à partir d'essais de compression triaxiale drainée et pour borne inférieure celle obtenue à partir d'essais de compression triaxiale non drainée. Cependant, dans le domaine des chemins des contraintes effectives considéré on peut représenter ce faisceau par une courbe hyperbolique d'équation analogue à celle proposée par NOVA et WOOD (1979) caractérisée par son module μ à l'origine.

L'étude théorique, décrite dans ce chapitre, a montré que le modèle élaboré et la méthodologie proposée pour la détermination expérimentale des caractéristiques du sol à partir d'essais de révolution drainés à l'appareil triaxial, permettent une analyse fiable de la réponse du sol à une expansion non drainée. Aussi, malgré les hypothèses restrictives de modélisation (unicité de la fonction contrainte-contrainte plastique considérée, isotropie, drainage nul, etc...) en simulant les essais d'expansion au "Cylindre Creux", mis au point par le C.E.R.M.E.S., on observe un écart relativement faible (inférieur à 30 %) entre les courbes d'expansion et des surpressions interstitielles théoriques et expérimentales. Cet écart est partiellement dû à une imprécision sur les valeurs des caractéristiques du sol considérées ainsi qu'à des phénomènes propres au "Cylindre Creux" tels que des hétérogénéités locales, effet éventuel du frettage à la base sur les surpressions interstitielles, etc...

Cette étude théorique met en particulier en évidence l'effet de la contractance plastique sur la réponse du sol à la sollicitation "pressiométrique" appliquée et sur la génération des surpressions interstitielles. Le modèle élastique-parfaitement plastique, à critère de plasticité de Tresca, utilisé généralement pour une analyse en contraintes totales de l'essai pressiométrique, admet une contractance plastique nulle et conduit à sousestimer les surpressions interstitielles générées par l'expansion et par voie de conséquence à surestimer la résistance du sol à l'expansion. Par ailleurs, cette étude et la comparaison de la théorie à l'expérience montrent l'effet de l'existence d'un seuil du comportement parfaitement plastique sur la réponse du sol à l'expansion.

L'objectif principal de cette recherche était le développement d'une méthodologie permettant de déterminer les propriétés mécaniques des sols fins (résistance au cisaillement, compressibilité, perméabilité, contractance/dilatance plastique) à partir d'une analyse en contraintes effectives de l'essai d'expansion au pressiomètre avec mesures des surpressions interstitielles. Il nous semblait donc indispensable de vérifier la méthodologie élaborée en comparant les résultats des calculs aux résultats d'essais in-situ. Cette comparaison qui a pu être effectuée en utilisant les résultats des essais effectués sur le site de Cran par le L.P.C. de Saint-Brieuc, semble confirmer la fiabilité de l'approche présentée dans ce chapitre. Cependant des comparaisons sur d'autres sites sont nécessaires afin de vérifier les conclusions de cette étude sur différents types de sols.

A N N E X E S

BIBLIOGRAPHIE :

- BALDI G. et NOVA R. (1981) "Membrane penetration effects in triaxial testing". T.R. 146, ISMES, Bergamo, Italy.
- BURGHIGNOLI A. (1982) Private communication, cité par Nova et al.
- CASTRO G. (1969) "Liquefaction of sand", Harward SM Series N° 81.
- WALKER A.F. (1965) "Stress strain relationships for clay". PhD Thesis University of Cambridge (U.K.).
- WROTH C.P. et LOUDON P.A. (1967) "The correlations of strains with a family of triaxial tests on overconsolidated samples of Kaolin. Geot. Conf., Oslo, 1, pp. 159-163.
- TATSUOKA F., (1972) "Shear tests in a triaxial apparatus. A fundamen-
tal research on the deformation of sand. PhD Thesis (en Japonais),
University of Tokyo.
- JAMIOLKOWSKI M., LANCELLOTTA R. et TORDELLA M.L. (1980) "Geotechnical
properties of Porte Tolle N.C. silty clay" VI Danube European
C.S.M.F.E., Varna.
- NAMY D. (1970) "An investigation of certain aspects of stress strain
relationships for clay soils", PhD Thesis Cornell University.

NOVA, WOOD D.M. (1979) "A constitutive model for sand in triaxial compression", Int. Journal for num. and anal. Methods in Geomechanics, vol. 3.

NAHRA (1985) - Thèse : contribution numérique et analytique à l'étude de la consolidation autour du pressiomètre". L.C.P.C.

BRIAUD J.L. et E. GARLAND (1983) "Loading rate dependent γ -Z curves for cohesive soils", Proceedings of the A.S.C.E. convention Houston

ZENAIDI (1982) - "Consolidation radiale sous charges cycliques". Rapport interne. T.F.E., C.E.R.M.E.S.

BAGUELIN F., JEZEQUEL J.F., LE MEHAUTE A.L. "Etude des pressions interstitielles développées lors de l'essai pressiométrique", Proceedings of the VIII I.C.S.M.F.E., Moscou.

BAGUELIN F., JEZEQUEL J.F., SHIELDS D.H. (1978) "The pressuremeter and Foundation Engineering", Trans. Tech. Publications.

JURAN I., BERNARDET A., SCHLOSSER F., GAMBIN M. (1983) "Fine soils consolidation by radial cyclic loading", Proceedings of the VIII E.C.S.M.F.E., Helsinki.

HABIB P., LUONG M.P. (1978), "Sols pulvérulents sous chargements cycliques", Séminaire Matériaux et structures sous chargements cycliques, Ecole Polytechnique, 28-29 Septembre, pp. 49-79.

BAGUELIN F., JEZEQUEL J.F., LE MEHAUTE A. (198), "Etude des pressions interstitielles développées lors de l'essai pressiométrique", Proceedings of the VIII I.C.S.M.F.E., Moscou.

JURAN I., BENSALD A. (1985), "Etude expérimentale en laboratoire du comportement du sol lors d'une expansion cylindrique", Rapport soumis à la D.A.E.I., Mai 1985.

LEE K.L. (1965), "Triaxial compressive strength of saturated sands under seismic loading conditions", PhD Dissertation, University of California, Berkeley.

LEE K.L. and SEED H.B. (1967), "Drained strength characteristics of sands", Journal of A.S.C.E., vol. 93, No SM6.

ooOoo

L'ORGANIGRAMME

Le programme de calcul est écrit en langage Fortran sur l'ordinateur "Le Vax" de l'E.N.P.C.

Après initialisation on opère par pas de $\gamma(\rho_0)$. Le traitement incrémental consiste :

- à calculer les déformations à partir de l'équation de compatibilité en considérant $d\epsilon_v = 0$, soit :

$$d\epsilon_r + d\epsilon_\theta = d\epsilon_v = 0$$

$$\gamma = \frac{k}{\rho^2} \quad \text{condition aux limites : } k = \gamma(\rho_0) \cdot r_0^2 \dots \dots \dots (1)$$

$$\epsilon_\theta = \frac{\Delta X}{\rho_i} = \sqrt{3} \gamma \quad \text{ou} \quad \Delta X = \frac{\sqrt{3} k}{\rho_i} \dots \dots \dots (2)$$

- à chaque rayon, on calcule le rayon à l'état déformé :

$$\rho = \rho_i + \Delta X(\rho)$$

et la valeur correspondant à la distorsion $\gamma(\rho)$

- à chaque rayon, on calcule l'état des contraintes effectives en considérant la loi de comportement, soit :

. fonction de charge: $f(\underline{\sigma} ; \gamma) = \frac{q}{p'} - h(\gamma) = 0$ (3)

ou $h(\gamma) = \frac{\gamma}{a + b\gamma}$

. fonction d'écoulement : $\eta = \frac{d\varepsilon_v^p}{d\gamma^p} = \eta(q/p')$ (4)

où : $d\varepsilon_v^p = d\varepsilon_v - d\varepsilon_v^e$
 $d\gamma^p = d\gamma - d\gamma^e$

. équations d'élasticité :

$d\varepsilon_v^e = \frac{1 - 2\nu'}{E'} 3 dp'$ $d\gamma^e = \frac{d\tau_{oct}}{2G}$ (5)

- à chaque rayon, on calcule la pression interstitielle $\Delta u(r)$
à partir de l'équation de l'équilibre :

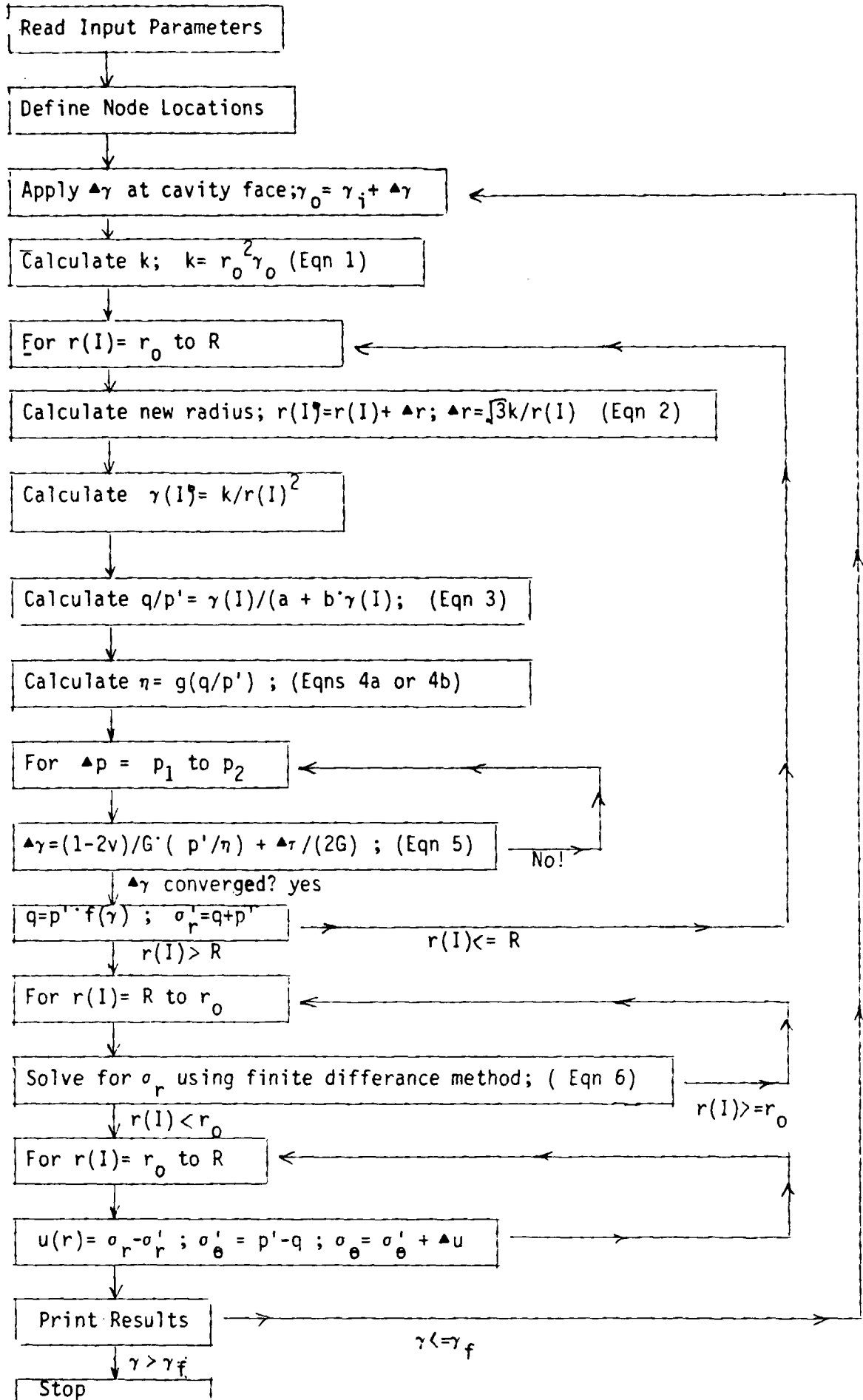
$\frac{d(\Delta u)}{dr} + \frac{d\sigma_r'}{dr} + \frac{\sigma_r' - \sigma_\theta'}{r} = 0$ (6)

avec la condition aux limites : $d\sigma_r = d\sigma_r' + d(\Delta u) = 0$

Les résultats sont donnés sous forme numérique et comprennent
pour chaque incrément de $\gamma(\rho_0)$:

- variation du rayon ρ
- état des contraintes $\sigma_\theta(\rho)$ et $\sigma_r(\rho)$
- pression interstitielle $\Delta u(\rho)$
- chemins des contraintes effectives ($q ; p'$) et totales ($q ; p$)

ORGANIGRAMME - TRAITEMENT INCREMENTAL



ORGANIGRAMME

DONNEES

- r_0 - Rayon interne
- R - Rayon extérieur
- p_0 - Pression de confinement
- E - Module d'élasticité
- ν - Coefficient de Poisson
- ϕ - Angle de frottement interne
- μ - Module initial de la courbe $\eta(q/p')$
- $\Delta\gamma$ - Incrément de la distorsion à $r = r_0$
- γ_i - Distorsion initiale à $r = r_0$
- γ_f - Distorsion finale à $r = r_0$
- N - Nombre d'éléments
- $\Delta(\%)$ - Tolérance de convergence

Traitement incrémental par pas de $\gamma(\rho_0)$

SORTI

- Pour chaque incrément de $\gamma(\rho_0)$:
- Variation du rayon - ρ
- Etat des contraintes $\sigma_\theta(\rho)$; $\sigma_r(\rho)$
- Pression interstitielle - $\Delta u(\rho)$
- Chemins des contraintes effectives ($q;p'$) et totales ($q;p$)

QUATRIEME PARTIE

4ème PARTIE

ESSAIS IN-SITU

I - INTRODUCTION :

Les essais in-situ auxquels on s'intéresse dans ce chapitre et qui ont été réalisés sur cinq sites différents à l'aide du pénétromètre à tête piézoélectrique et au pressiomètre autoforeur ont pour objectif d'améliorer les méthodes de reconnaissance en place des sols à l'aide de mesure des surpressions interstitielles et d'une manière continue au cours de l'enfoncement (pour le pénétromètre) et ponctuellement lors de l'expansion (pour le pressiomètre). Ces mesures servent d'une part pour une meilleure identification de la stratification des sols et d'autre part elles permettent une analyse en σ effective de la réponse du sol aux sollicitations appliquées. Les essais au pressiomètre ont pour but de déterminer une relation du comportement du sol du type contrainte-déformation alors que les mesures des surpressions interstitielles servent à déterminer certaines caractéristiques effectives du sol pour le chemin de contraintes considéré.

Les essais pénétrométriques sont des essais à grande déformation permettant une identification rapide du terrain. Les mesures des surpressions interstitielles et de leur dissipation conduisent à la détermination des caractéristiques de compressibilité et de consolidation du sol à savoir les coefficients de consolidation et de perméabilité et le module au cisaillement.

Sur les cinq sites, on peut considérer deux types de sol différents : les sols limoneux et argileux (sites de CRAN, PLANCOET, BAYONNE) et ceux sableux (DUNKERQUE, LABENNE) à perméabilité assez élevée. Sur le premier type de site où les essais peuvent être considérés non drainés et où l'hypothèse de non variation de volume ($\Delta V = 0$) est justifiée on a testé les diverses approches de modélisation par la théorie d'expansion de cavité cylindrique ou sphérique dans un milieu homogène isotrope et parfaitement élastoplastique pour la phase d'enfoncement et par la théorie de TERZAGHI pour la phase de dissipation.

Pour le type de sol considéré et avec les vitesses de pénétration testés, on n'a pas pu déceler un effet net de la vitesse sur les paramètres mesurés - (ce qui confirme que les essais sont effectués dans des conditions non drainés).

Concernant le deuxième type de site où la perméabilité est assez importante et où l'hypothèse de non variation de volume n'est plus vérifiée, on s'est surtout intéressé à une étude qualitative en essayant de voir l'influence de la vitesse d'enfoncement sur les paramètres mesurés et en particulier sur le développement des surpressions interstitielles.

A Dunkerque on a testé (pour la première fois en France) une pointe pénétrométrique spécialement conçue par l'Université de la LOUISIANE dans le cadre de cette recherche avec deux points de mesure des pressions interstitielles (une sur la pointe et l'autre sur le manchon de frottement latéral à 17.5 cm de la première). Cette pointe permet de mesurer simultanément et au même endroit les quatre paramètres :

- frottement latéral ;
- résistante de pointe q_c ;
- pression interstitielle sur la pointe u_1 ;
- pression interstitielle sur le manchon u_2 .

Ce type de pointe a permis de mettre en valeur l'effet de la position de la pierre poreuse sur les valeurs des surpressions. Les différences entre les deux pressions u_1 et u_2 permettent en particulier de déceler ainsi l'existence d'inclusions de sables dans deux couches peu perméables. L'influence de la vitesse d'enfoncement sur ce type de sol a été bien précisée.

Concernant l'interprétation des essais obtenus au pressiomètre à CRAN, on a utilisé la modélisation théorique décrite à la troisième partie, dans le but de déduire certaines caractéristiques effectives du sol. La comparaison entre la théorie et l'expérience est donnée à la troisième partie. Pour ce qui est des essais pénétrométriques dans les sols argileux on a essayé de confronter les résultats expérimentaux avec ceux théoriques ainsi qu'avec les résultats d'autres types d'essais effectués sur le même site. L'utilisation de paramètres adimensionnels a présenté un intérêt particulier pour la reconnaissance et la classification des sols. On a étudié plus particulièrement les variations des paramètres suivants :

$$\frac{\Delta u}{C_u} ; \frac{\Delta u}{q_c - p_0} ; \frac{q_c - p_0}{p_L - p_0}$$

II - INTERPRETATION DES ESSAIS DE PENETRATION STATIQUE

Modélisation du mécanisme de pénétration dans les sols fins

Pour la modélisation du mécanisme de pénétration dans les sols fins on utilise généralement les théories d'expansion de cavités cylindriques et/ou sphériques dans les sols.

Le développement et les applications de telles théories pour l'interprétation des essais pénétrométriques et pour le dimensionnement des fondations profondes sont fondés sur un certain nombre d'hypothèses très approximatives et restrictives concernant les lois de comportement des sols, l'état initial de contraintes et l'effet du remaniement du sol sur sa réponse à la pénétration.

On admet généralement les hypothèses suivantes :

1) Le sol est supposé être un matériau homogène, isotrope, linéairement élastique avant rupture et parfaitement plastique à la rupture. Les critères de plasticité généralement considérés sont le critère de Mohr Coulomb pour les sols ayant à la fois une cohésion et un angle de frottement interne et le critère de Tresca pour les sols purement cohérents. De plus on suppose que les sols saturés sont incompressibles.

2) L'état initial de contraintes dans le sol est supposé être isotrope : $\sigma'_1 = \sigma'_2 = \sigma'_3 = P_0$ (où σ'_1, σ'_2 et σ'_3 sont respectivement les contraintes principales effectives majeure, moyenne et mineure et P_0 est la contrainte de consolidation initiale dans le sol).

3) On admet que la pénétration produit une expansion d'une cavité sphérique au voisinage de la pointe (où l'on mesure la résistance de pointe q_c et la pression interstitielle u) et une expansion d'une cavité cylindrique au voisinage du manchon du frottement latéral et partout ailleurs le long du pieu. Par ailleurs on néglige l'effet du remaniement du sol.

Ces hypothèses ne permettent pas de tenir compte de phénomènes complexes qui régissent le comportement réel du sol. En effet les sols naturels ne sont généralement ni homogènes, ni isotropes, ni parfaitement élasto-plastiques. Des phénomènes tels que la dilatance, variations de l'indice des vides provoquées par un cisaillement drainé, écrouissage de sables lâches et décroissance du déviateur lors d'un écoulement plastique, après le pic de courbes contraintes-déformations dans les sables denses et dans les argiles surconsolidés, affectent sensiblement le comportement des sols avant rupture, le développement des surpressions interstitielles dans les sols fins saturés et le comportement des sols aux grandes déformations qui sont provoquées par la pénétration. Par ailleurs, l'état initial de contraintes dans le sol n'est pas isotrope (on a généralement : $\sigma'_2 = \sigma'_3 = K_0 \sigma'_1$) et l'effet du remaniement n'est pas négligeable. Cependant ces hypothèses permettent d'avoir des solutions analytiques relativement simples (LADANYI, 1961 et 1973 ; VESIC, 1972 ; BAGUELIN et al, 1978 ; etc...) et facilement adaptées pour l'interprétation des essais pénétrométriques et pour le dimensionnement de s pieux.

On peut noter que les divers aspects du comportement réel du sol au cours d'un essai pressiométrique et d'un essai pénétrométrique font actuellement l'objet de nombreuses études théoriques

et expérimentales dont une partie a été résumée dans l'étude bibliographique (chapitre I). Cependant l'utilisation de méthodes qui découlent de ces études est encore limitée par les incertitudes sur les valeurs de caractéristiques des sols à introduire dans les calculs.

Pour l'interprétation des essais pénétrométriques effectués dans le cadre de cette étude nous avons considéré d'une part la solution dérivée par Vesic (1972) en s'appuyant sur les hypothèses simplificatrices citées précédemment et d'autre part la théorie de Prandtl (1921) pour les pieux dans un sol à comportement plastique rigide.

D'après la théorie de Prandtl la résistance de pointe est donnée par :

$$q_c = q_o + N_K C_u$$

où : q_o est la contrainte verticale effective à l'état initial ;
 N_K est le coefficient du cone pénétrométrique défini par Meyerhof (1961) en fonction de l'angle du cone δ , pour le pénétromètre utilisé $N_K = 10,4$.

D'après la solution de Vesic la résistance de pointe est donnée par :

$$q_c = p_o + N_c \cdot C_u \quad \text{où} \quad N_c = \frac{4}{3} \left(1 + \ln \frac{G}{C_u} \right) + \frac{\pi}{2} + 1$$

où : C_u est la cohésion non drainée du sol ;
 G est le module du sol au cisaillement ;
 p_o est la contrainte de consolidation à l'état initial ;
 $I_r = G/C_u$ est l'indice de rigidité du sol.

On note que la pression limite p_L nécessaire à une expansion d'une cavité dans un sol élasto-plastique est donnée d'après VESIC par :

$$\text{- cavité cylindrique : } p_{Lcyl} = p_o + C_u \left[1 + \ln \frac{G}{C_u} \right]$$

$$\text{- cavité sphérique : } p_{Lsph} = p_o + \frac{4}{3} C_u \left[1 + \ln \frac{G}{C_u} \right]$$

La surpression interstitielle provoquée par la pénétration à la surface de contact sol-pénétrromètre peut être calculée à partir de la formule de Henkel :

-pour l'expansion d'une cavité sphérique :

$$\Delta u = \Delta \sigma_{oct} + \alpha_f \Delta \tau_{oct} = C_u \left(\frac{4}{3} \ln \frac{G}{C_u} + 0,942 \alpha_f \right)$$

-pour l'expansion d'une cavité cylindrique :

$$\Delta u = \Delta \sigma_{oct} + \alpha_f \Delta \tau_{oct} = C_u \left[\ln \frac{G}{C_u} + 0,817 \alpha_f \right]$$

où : $\Delta \sigma_{oct}$ et $\Delta \tau_{oct}$ sont respectivement les incréments de contraintes octaédrales normale et tangentielle ;

α_f est le coefficient de Henkel de pressions interstitielles à la rupture.

Les calculs ont été faits en négligeant la contractance du sol soit : $\alpha_f = 0$.

On note que d'après les solutions théoriques les rapports adimensionnels : $\frac{\Delta u}{C_u}$; $\frac{\Delta u}{q_c - p_o}$; $\frac{q_c - p_o}{p_L - p_o}$ ne varient en fonction de la profondeur qu'avec le $\ln \frac{G}{C_u}$. Leur variation doit donc rester faible et par conséquent ils peuvent constituer des paramètres d'identification intéressants.

III-ANALYSE DE LA DISSIPATION DE SURPRESSIONS INTERSTITIELLES A L'ARRET DE LA PENETRATION

A l'arrêt de la pénétration il se produit une dissipation des surpressions interstitielles provoquées par la pénétration et une consolidation du sol autour du pénétromètre. Les mesures de cette dissipation doivent permettre de déterminer in-situ les valeurs des caractéristiques de consolidation (coefficient de consolidation, perméabilité...) des sols en place.

Cependant l'analyse de ces mesures nécessite une connaissance préalable de la distribution initiale des surpressions interstitielles produites par la pénétration et doit tenir compte de divers aspects du comportement réel du sol au cours de sa consolidation (non linéarité, anisotropie, hétérogénéité...) de l'hétérogénéité de l'état de contraintes dans le sol et de la nature bidimensionnelle de l'écoulement (dans la direction radiale et verticale) autour du cône. Il s'agit d'un problème complexe qui a déjà fait l'objet de nombreuses études théoriques et expérimentales mais les solutions proposées jusqu'à présent sont généralement fondées sur des hypothèses approximatives et restrictives introduisant une certaine imprécision sur les valeurs des caractéristiques de sols à déterminer.

Pour analyser les mesures de dissipation de pressions interstitielles effectuées dans le cadre de cette étude nous avons utilisé une solution dérivée de la théorie de TERZAGHI (TORTENSSON, 1977) en considérant un écoulement et un champ de déplacements sphériques, unidimensionnels (direction radiale) et une distribution initiale de pressions interstitielles déduite de la théorie d'expansion d'une cavité sphérique dans un sol élastique parfaitement plastique. Cette distribution est caractérisée par une variation logarithmique dans la zone plastique dont le rayon est donné par : $R_f = r_o \sqrt[3]{G/C_u}$ (où r_o est le rayon du cône pénétrométrique) et par $\Delta u = 0$ dans la zone élastique. On admet qu'au cours de la consolidation le sol reste en contact avec le cône pénétrométrique et on néglige l'effet des efforts de cisaillement mobilisés à la surface cône-sol. On note que pour le type de problèmes sous considération (problèmes à champ de déplacements irrotationnels dans un domaine qui s'étend à l'infini) la théorie couplée de la consolidation bidimensionnelle de BIOT (1941) se réduit à celle de TERZAGHI.

Pour déterminer in-situ le coefficient de consolidation c_r on trace la variation du degré de consolidation à l'interface

$$\text{sol-cône } \bar{U} = \frac{u(t) - u_o}{u_i - u_o} \text{ en fonction du } \log T \text{ où :}$$

$u(t)$ est la valeur de la pression interstitielle à l'instant (t)

u_o est la valeur de la pression interstitielle statique $(t = \infty)$

u_i est la valeur de la pression interstitielle initiale $(t = 0)$

T est le facteur temps $T = \frac{C_r t}{r_o^2}$

La valeur de C_r est celle permettant d'avoir le meilleur accord entre les courbes théoriques et expérimentales. Elle est généralement déterminée pour une valeur de T correspondant à $\bar{U} = 0,5$.

IV - ESSAIS DANS LES SITES ARGILEUX

On a effectué des essais sur trois sites argileux CRAN, PLANCOET et BAYONNE. Cependant, les résultats les plus complets ont été obtenus à CRAN qui fait l'objet d'une étude approfondie. A PLANCOET, le caractère hétérogène et sableux des couches de sols ne permet pas une vérification adéquate des approches de modélisation. L'étude sur le site de BAYONNE a eu essentiellement pour but de confirmer les résultats obtenus à CRAN. Les résultats des essais de reconnaissance sur ces trois sites sont présentés dans l'annexe. Nous présentons leur analyse ci-dessous.

IV.1 - PRESENTATION DU SITE DE CRAN ET INTERPRETATION DES ESSAIS

a- Essais de pénétration

La Fig. 1 présente la nature et les caractéristiques géotechniques du site de CRAN déterminées à partir des essais au scissomètre, pressiomètre Ménard, pressiomètre autoforeur (PAF 76) et pénétromètre statique Fugro. Les résultats d'essais de pénétration statique montrent qu'il s'agit d'argiles (A_p (CL) et A_t (CH)) et de limons plastiques (L_t (ML)) à faible résistance. Cette couche d'argile s'étend jusqu'à la profondeur de - 18,50 m.

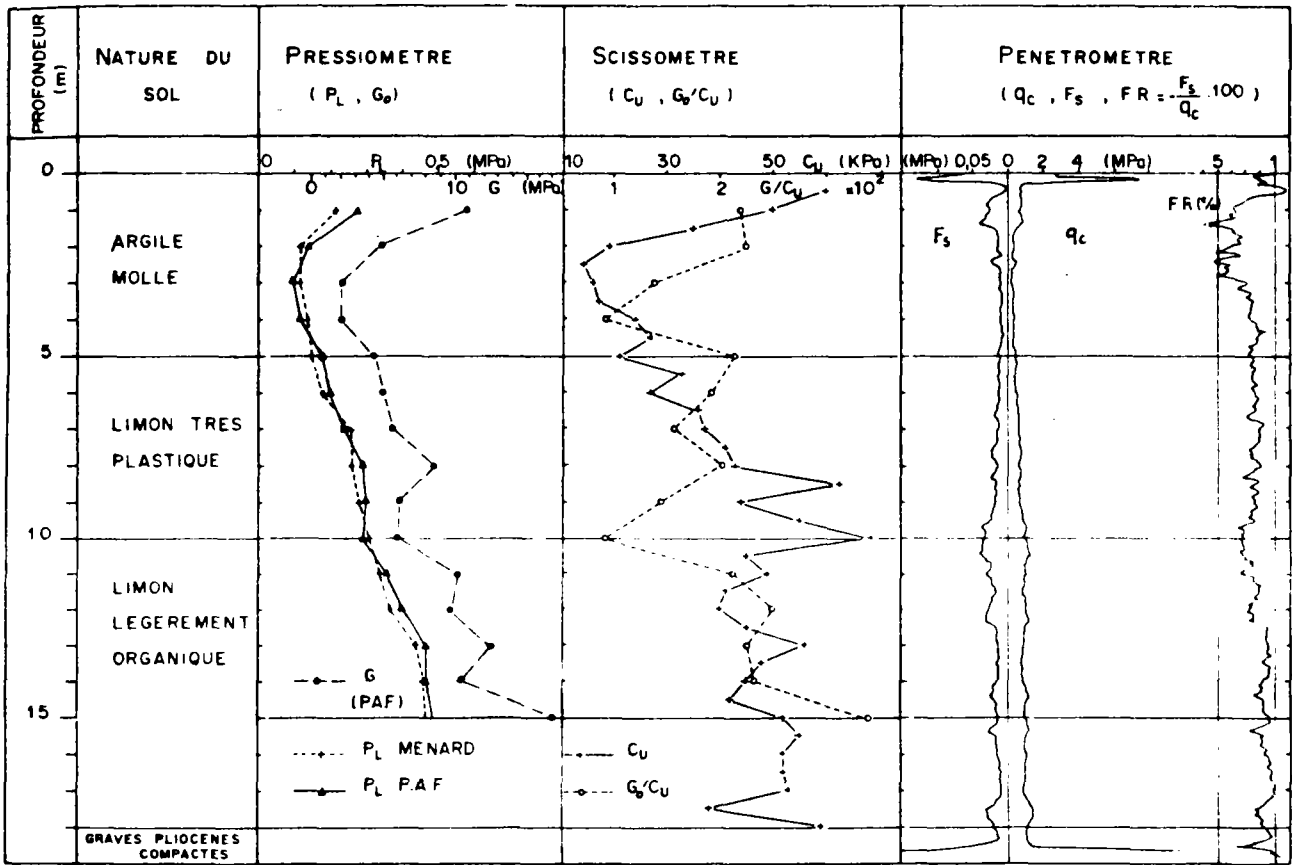


FIG. 1 - CARACTERISTIQUES GEOTECHNIQUES DU SITE

La Fig.2a montre une comparaison entre les valeurs expérimentales de q_c mesurées au pénétromètre statique Fugro (diamètre $d = 36\text{mm}$) et au pénétromètre statique LCPC (diamètres $d = 45$ et 75 mm) et les valeurs théoriques calculées à partir des méthodes citées ci-dessus. Sur la Fig. 2b on compare les valeurs expérimentales du rapport $:(q_c - p_o)/C_u$ avec les valeurs des coefficients N_c et N_k définis précédemment. On note qu'afin de tenir compte de l'état initial de contraintes dans le sol, soit $:\sigma'_2 = \sigma'_3 = K_o \sigma'_1$ (où K_o est le coefficient de poussée du sol au repos) la pression de consolidation initiale p_o a été calculée à partir de l'expression :

$$p_o = \frac{\sigma'_1 + 2\sigma'_3}{3} = \frac{1 + 2 K_o}{3} \sigma'_1 \quad \text{avec } K_o = 0,5$$

L'accord constaté entre la théorie et l'expérience montre que la solution considérée, tout en étant fondée sur des hypothèses très restrictives, permet une évaluation satisfaisante des résultats expérimentaux. On note en particulier que l'indice de rigidité I_r est généralement constant et indépendant de la profondeur considérée ainsi que le rapport $(q_c - p_o)/C_u$.

La Fig. 3a montre les mesures de la résistance de pointe et des pressions interstitielles provoquées par la pénétration. On constate que ces pressions interstitielles correspondent environ à 6 fois la pression hydrostatique. Sur la Fig.3b on compare les valeurs mesurées de ces surpressions interstitielles avec celles calculées en considérant les solutions proposées par VESIC pour une expansion cylindrique et pour une expansion sphérique. On constate généralement

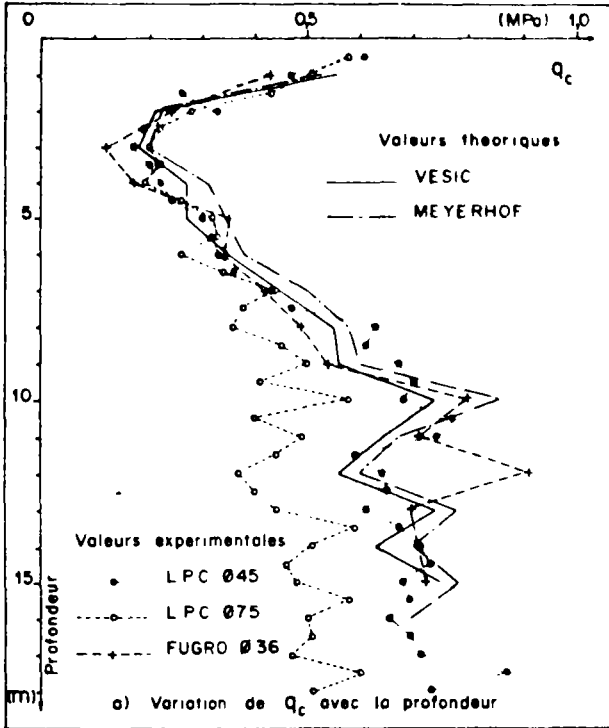


Fig. 2a

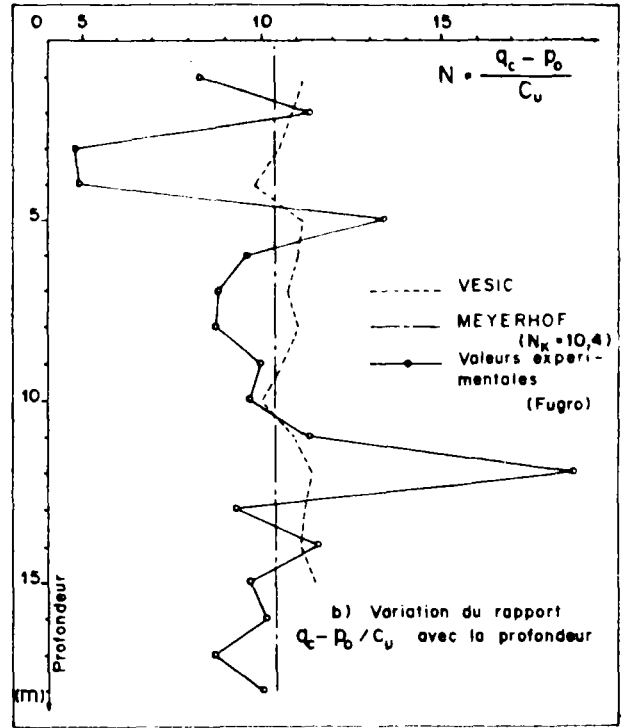


Fig. 2b

FIG. 2 - VALEURS THEORIQUES ET EXPERIMENTALES DE LA RESISTANCE DE POINTE

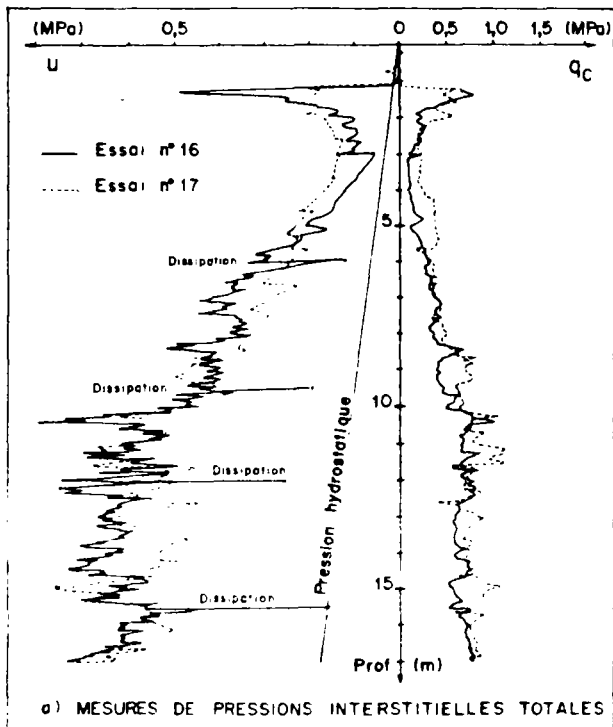


Fig. 3a

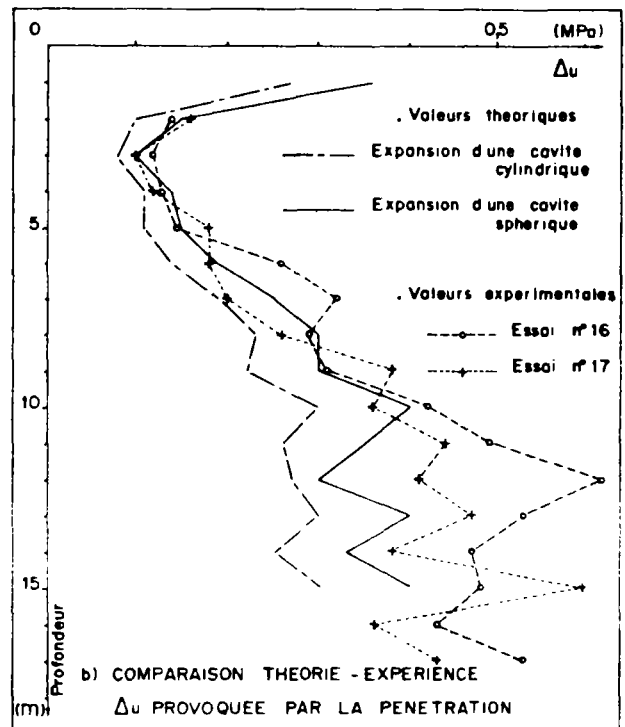


Fig. 3b

FIG. 3 - VALEURS THEORIQUES ET EXPERIMENTALES DE PRESSIONS INTERSTITIELLES PROVOQUEES PAR LA PENETRATION

un bon accord entre la théorie et l'expérience et on note particulièrement que la théorie d'expansion d'une cavité sphérique permet de mieux tenir compte du mécanisme de la pénétration.

Sur la Fig. 4a et 4b on compare respectivement les valeurs expérimentales de paramètres : $\Delta u/C_u$ et $\Delta \psi/(q_c - p_o)$ avec les valeurs théoriques calculées en considérant une expansion d'une cavité sphérique. On constate que la solution théorique adoptée est en bon accord avec les résultats expérimentaux.

Sur le site de CRAN, on a eu les résultats des essais au PAF avec mesure des surpressions interstitielles que nous avons analysés au chapitre III. Ces essais ont été faits dans la zone E alors que tous les essais décrits précédemment ont été effectués dans la zone G. Les Fig. 5 et 6 montrent une comparaison des paramètres pressiométriques obtenus d'une part dans la zone E et d'autre part dans la zone G. Cette comparaison confirme que le site est relativement homogène et par conséquent on peut comparer les surpressions interstitielles mesurées au pressiomètre et au pénétromètre dans les deux zones.

La Fig. 7 présente une comparaison entre les surpressions interstitielles maximales mesurées au pressiomètre et celles mesurées au piézocone. On remarque que Δu^C mesuré au piézocone est largement plus grande que celle pressiométrique Δu^P ($\Delta u^P \approx 10 \% \Delta u^C$). Un examen plus approfondi de l'évolution de Δu^P au cours de l'expansion montre (Fig. 8) que celle-ci atteint son maximum à un taux de déformation inférieure à 10 % alors que au piézocone on mesure les surpressions interstitielles à la rupture totale du sol qui subit

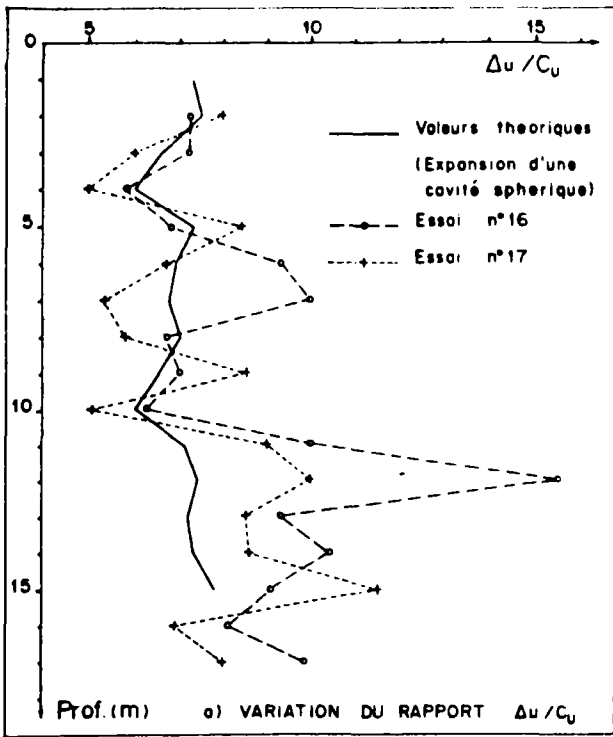


Fig. 4a

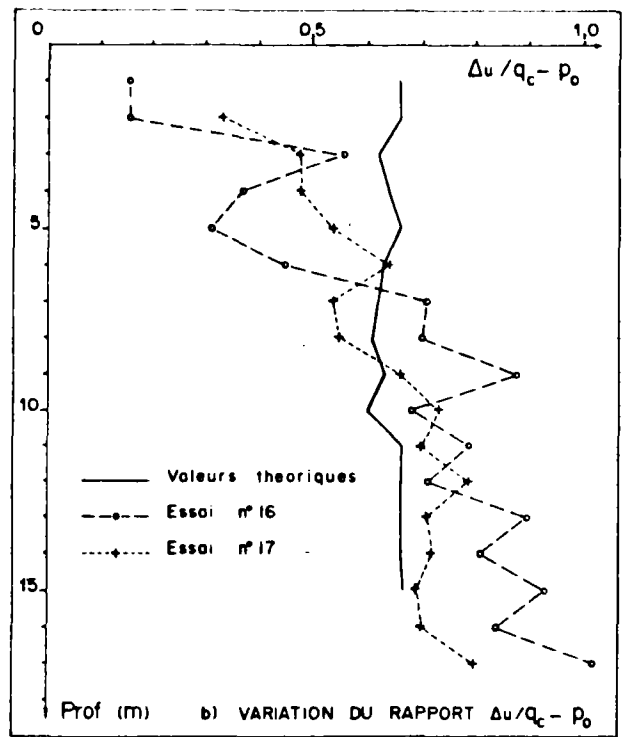


Fig. 4b

FIG. 4 - VARIATIONS THEORIQUES ET EXPERIMENTALES DE PARAMETRES ADIMENSIONNELS CARACTERISTIQUES

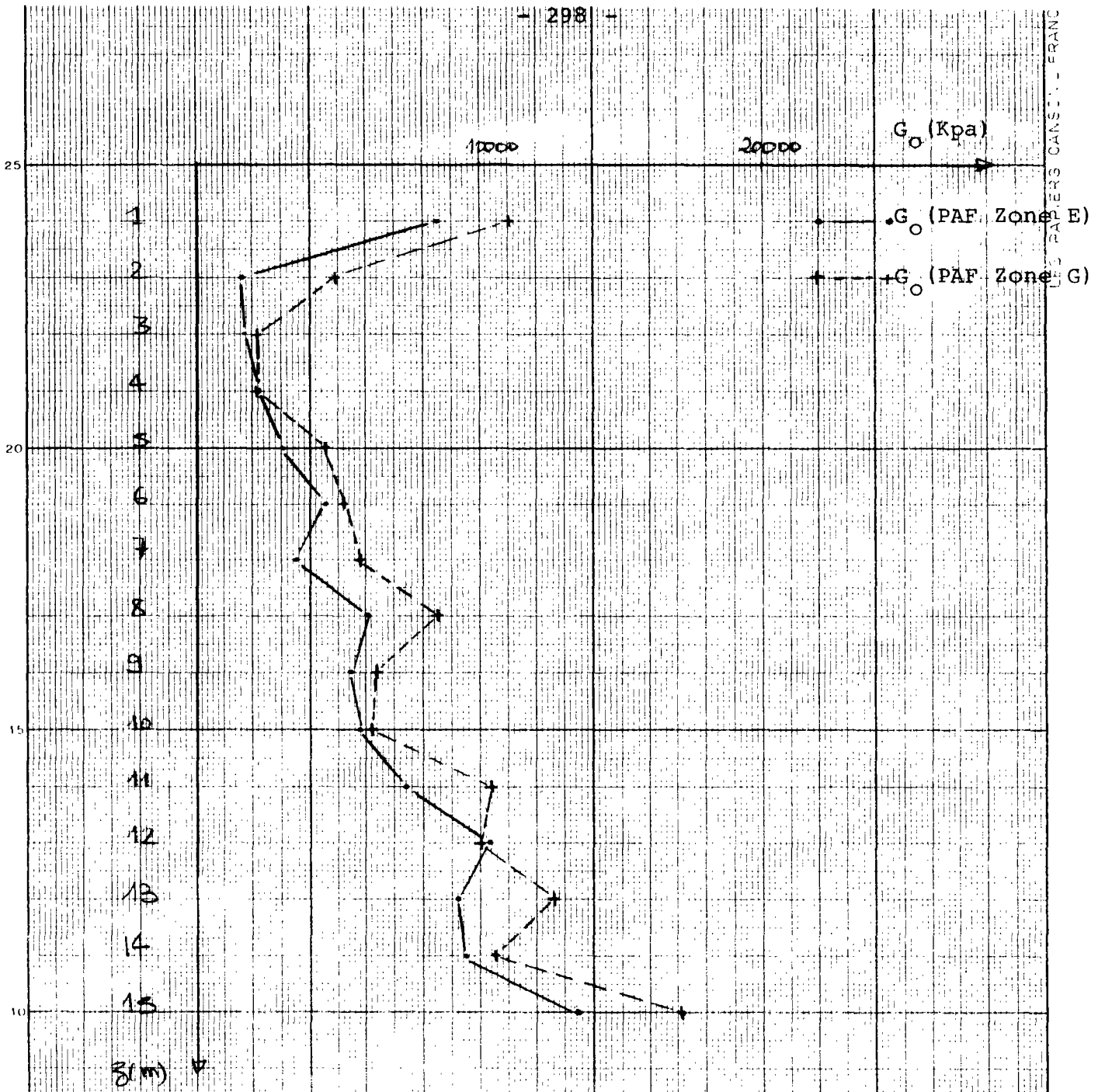


FIG. 5

COMPARAISON G PAF ZONE E ET G

CRAN

LES PAUVRES CANS... - FRANC

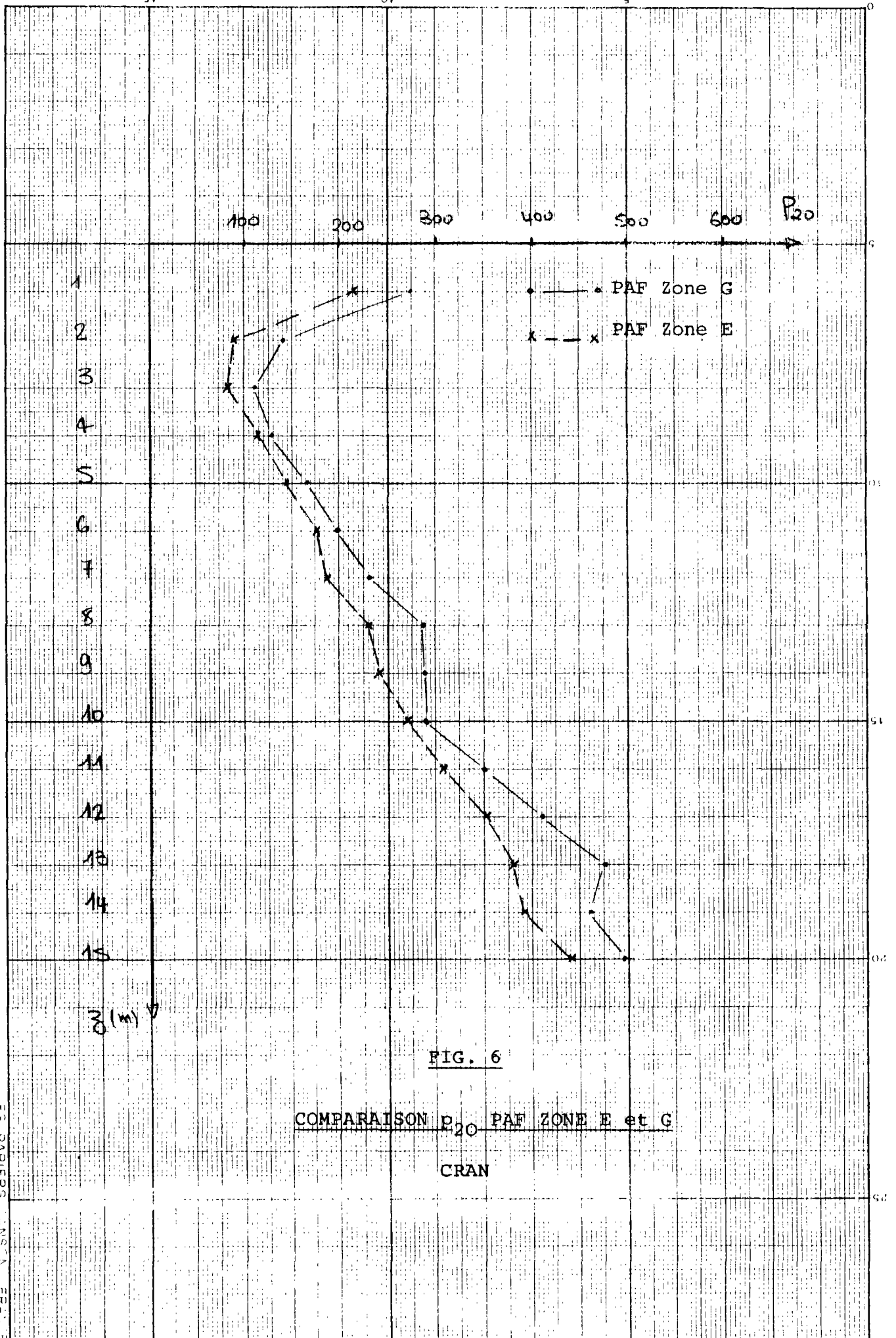


FIG. 6

COMPARAISON P₂₀ PAF ZONE E et G
CRAN

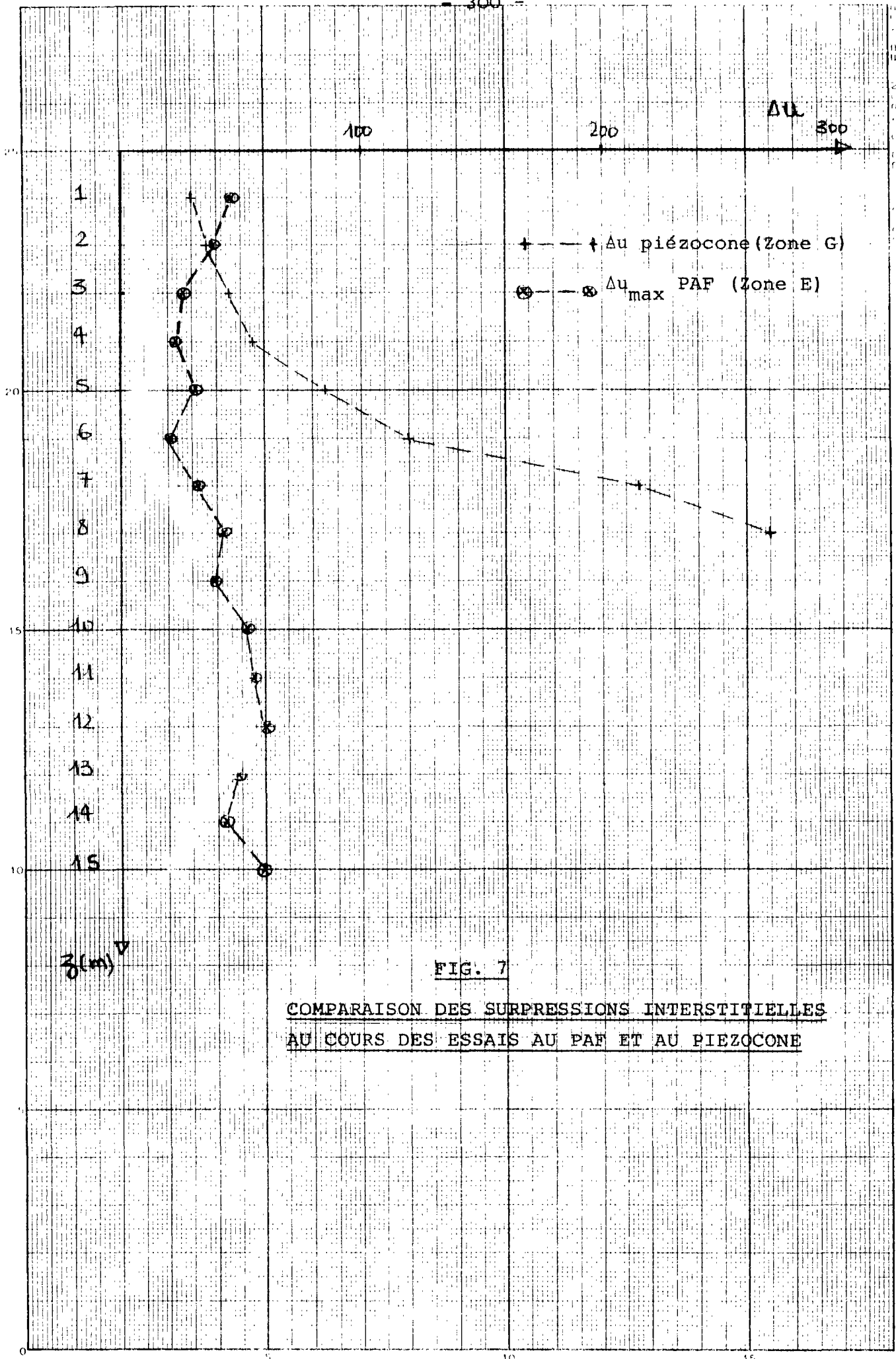


FIG. 7

COMPARAISON DES SURPRESSIONS INTERSTITIELLES
AU COURS DES ESSAIS AU PAF ET AU PIEZOCONE

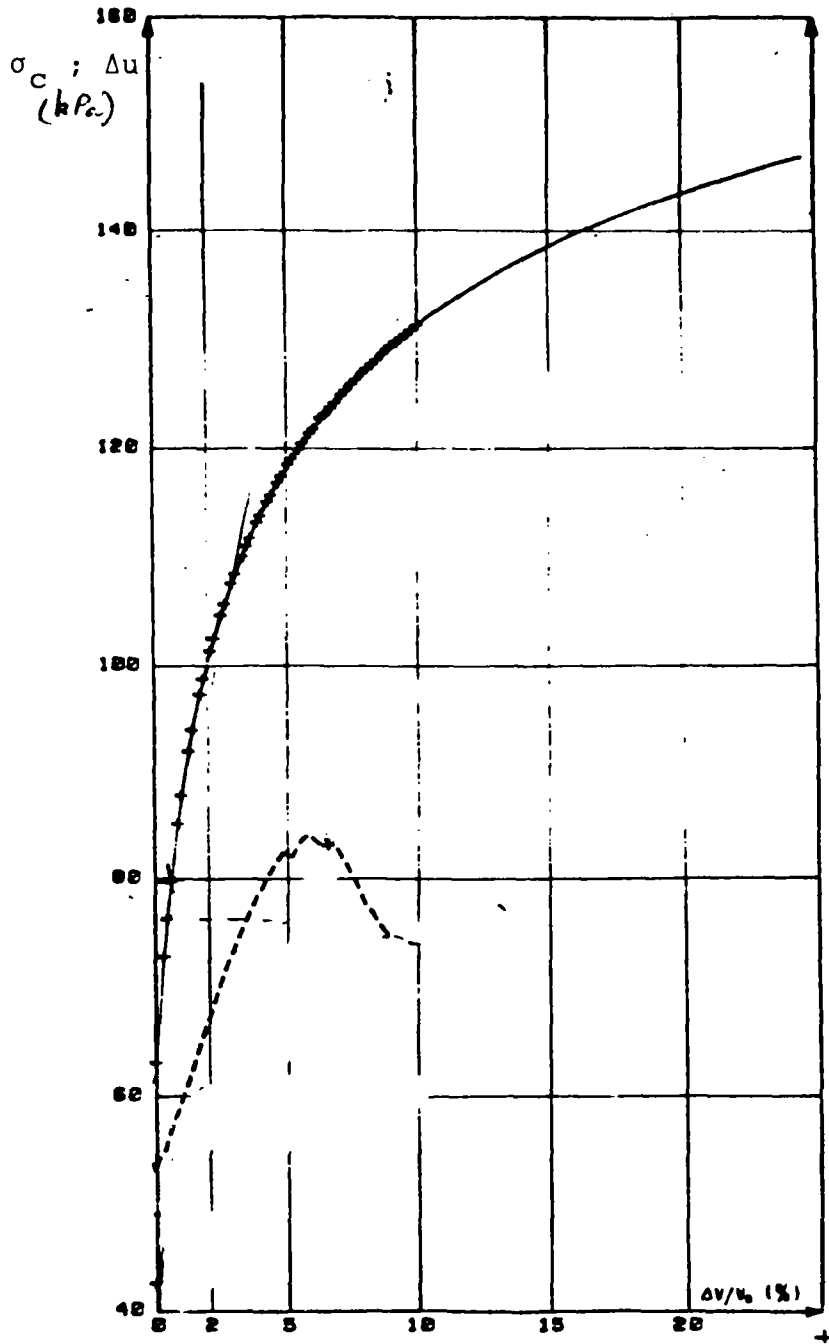


Fig. 8 - Essai pressiométrique avec mesure de Δu à 5m

des grandes déformations. Pour évaluer l'effet de cette différence fondamentale sur la valeur mesurée de Δu on montre sur la Fig. 9 une comparaison entre Δu^P expérimentale et Δu^{th} calculée pour le taux de déformation $(\Delta V/V_0)$ correspondant au pic de la courbe des surpressions interstitielles, soit :

$$\Delta u = C_u \log \left[\frac{G}{C_u} \cdot \frac{\Delta V}{V_0} \right]$$

Cette comparaison effectuée en considérant les mêmes paramètres que ceux utilisés pour l'interprétation des essais de pénétration statique conduit à un écart relativement faible entre la théorie et l'expérience. Cet écart qui est généralement inférieur à 20 % est d'une part dû à des hypothèses restrictives considérées dans une modélisation élastique parfaitement plastique qui ne tient pas compte de la contractance plastique du sol et d'autre part à l'incertitude sur les caractéristiques du sol introduites dans les calculs.

La Fig. 10 montre les valeurs expérimentales et théoriques du rapport $(q_c - q_0)/(p_L - p_0)$ liant la résistance de pointe mesurée au pénétromètre à la pression limite p_L mesurée au pressiomètre. L'accord entre la théorie et l'expérience semble confirmer que les théories d'expansion de cavités, sphérique et cylindrique, tout en étant à caractère très approximatif, permettent une simulation rationnelle des mécanismes de la pénétration et de l'expansion de la sonde pressiométrique dans le sol. On note en particulier que ce rapport est pratiquement constant et que sa valeur (1 à 3) correspond à celle indiquée par BAGUELIN et al (1978) pour les argiles et les limons plastiques tels que les sols de CRAN.

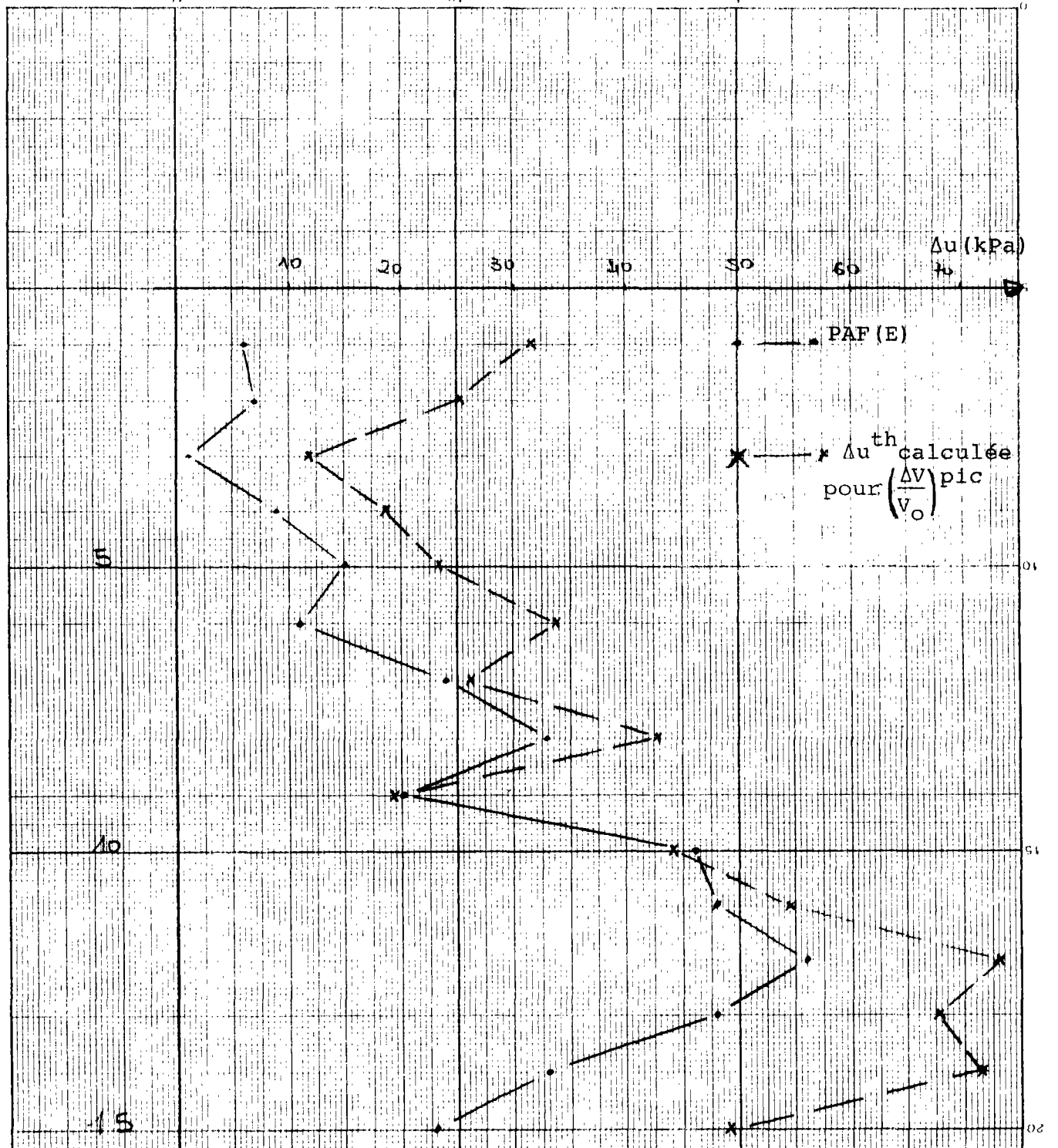


FIG. 9

COMPARAISON ENTRE VALEURS THEORIQUES ET EXPERIMENTALES de Δu (PAF)

CRAN

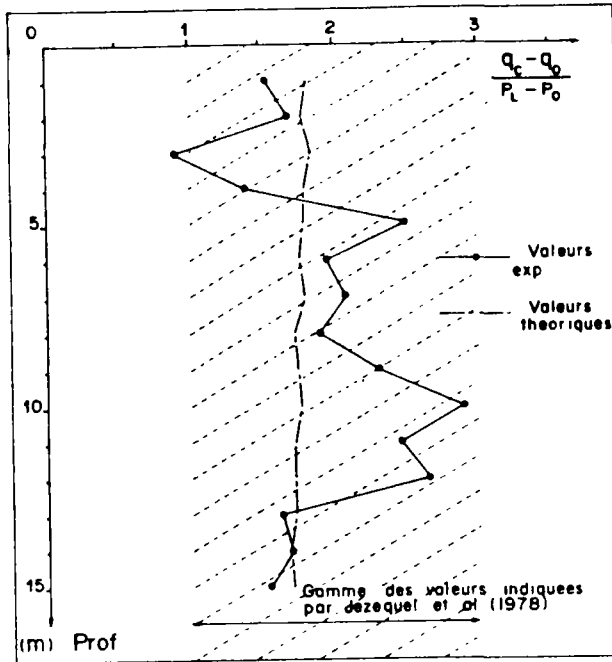


FIG. 10 - CORRELATIONS ENTRE LES ESSAIS PENETROMETRIQUES ET PRESSIOMETRIQUES

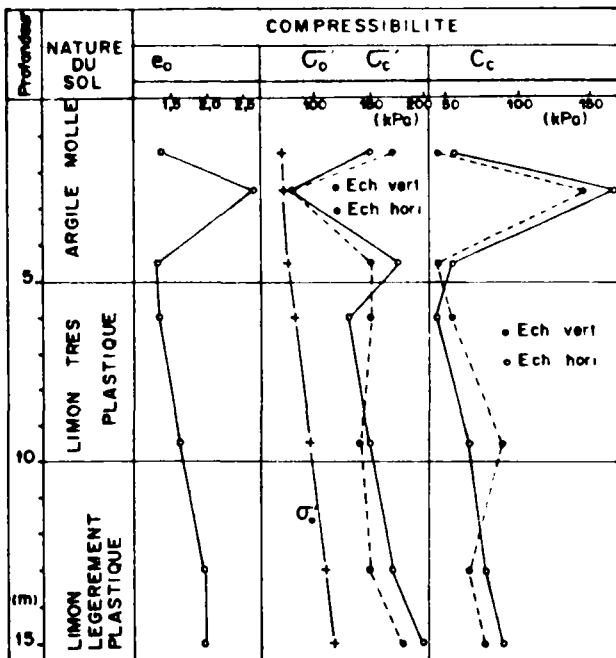


FIG. 11 - CARACTERISTIQUES DE COMPRESSIBILITE DETERMINES A L'OEDEOMETRE (JEZEQUEL et al, 1974)

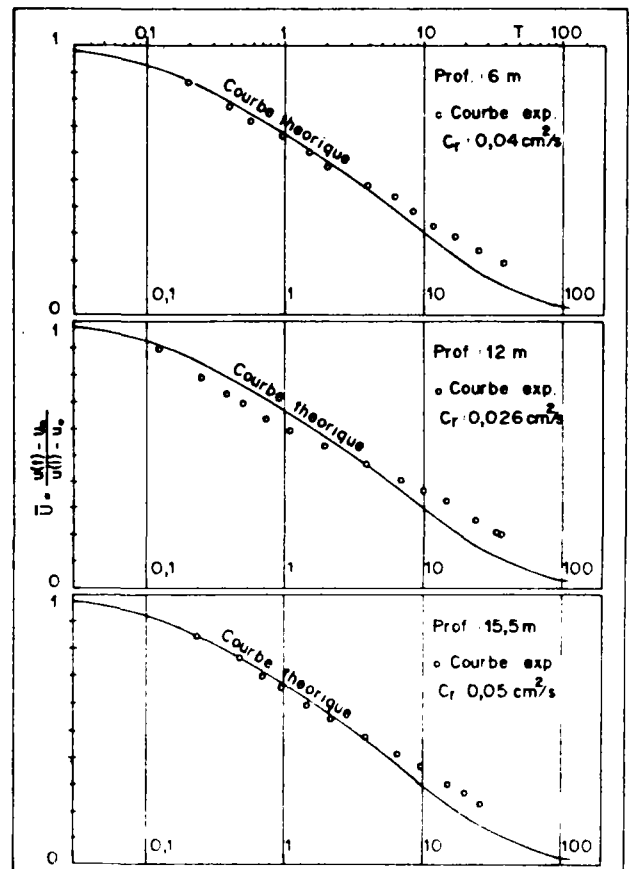


FIG. 12 - COURBES THEORIQUES ET EXPERIMENTALES DE LA DISSIPATION DE SURPRESSIONS INTERSTITIELLES

b. Essais de dissipation

La Fig. 11 montre l'indice des vides des sols en place à l'état initial e_o , la contrainte de préconsolidation σ'_c , la contrainte verticale effective σ'_o et les coefficients de compressibilité horizontal C_{ch} et vertical C_{cv} déterminés à l'oedomètre à partir des essais effectués par JEZEQUEL et al (1974) sur des échantillons verticaux et horizontaux. On constate que les sols sont relativement isotropes et légèrement surconsolidés.

La Fig. 12 montre les courbes de dissipation de surpressions interstitielles mesurées à l'arrêt de la pénétration aux différents niveaux. Afin de déterminer les valeurs du coefficient de consolidation C_r on a comparé les courbes expérimentales avec les courbes théoriques correspondantes. Par ailleurs, en considérant les caractéristiques de compressibilité présentées sur la Fig. 11 on a calculé les valeurs du coefficient de perméabilité aux différents niveaux. Les résultats sont regroupés sur le tableau I.

On remarque que le site est relativement homogène, les valeurs moyennes de coefficients de consolidation et de perméabilité sont respectivement $C_r = 0,003$ à $0,004 \text{ cm}^2/\text{s}$ et $k_r = 2,6$ à $4,3 \text{ cm/s}$. Ces résultats sont tout à fait comparables avec ceux obtenus à partir des essais de perméabilité effectués par JEZEQUEL et al (1974) sur le même site au perméamètre autoforeur (cf. tableau I).

Profondeur (m)	PIEZO - CONE		PERMEAMETRE (Par Autoforage)		PERMEAMETRE (Par Refoulement)	
	C_r (cm ² /s)	k_r (cm/s)	C_r (cm ² /s)	k_r (cm/s)	C_r (cm ² /s)	k_r (cm/s)
3	0,013	$2,6 \cdot 10^{-4}$				
6	0,04	$4,3 \cdot 10^{-4}$				
8					0,002	$1 \cdot 10^{-7}$
9			0,06	$1 \cdot 10^{-6}$	0,008	$1 \cdot 10^{-8}$
9,5	0,03	$2,7 \cdot 10^{-4}$				
12	0,026	$2,3 \cdot 10^{-4}$				
15,5	0,05	$4,3 \cdot 10^{-4}$				

TAB. 1 - CARACTERISTIQUES DE CONSOLIDATION DETERMINES
AU PIEZOCONE ET AU PERMEAMETRE

IV.2 - PRESENTATION DU SITE DE BAYONNE ET INTERPRETATION DES ESSAIS

Les essais à BAYONNE avaient surtout pour but de confirmer les résultats déjà obtenus sur le site de CRAN.

La Fig.13 présente la nature et les caractéristiques du sol obtenus au pressiomètre Ménard et au piézocône.

Les résultats d'essais montrent qu'il s'agit d'une couche d'argile plastique homogène A_p (CL) s'étendant sur une profondeur de 40 m. On observe à la surface une couche de tourbe.

La Fig. 14 montre une comparaison entre la valeur de q_c obtenue à partir du pénétromètre LPC (36 cm^2), pénétromètre Fugro et la pression limite p_L au pressiomètre Ménard. On constate qu'il y a bon accord entre les résultats enregistrés.

La Fig. 15 montre une comparaison entre les valeurs expérimentales de Δu et les valeurs théoriques déduites de la théorie de l'expansion de cavité en considérant des essais non drainés. Les deux courbes sont assez comparables, ce qui montre que malgré les hypothèses restrictives relatives à la théorie d'expansion de cavité, dans un sol élastique parfaitement plastique, cette dernière permet de simuler le phénomène d'enfoncement.

Sur la Fig. 16 on a tracé les valeurs du paramètre expérimental $\frac{\Delta u}{q_c - p_0}$ en fonction de la profondeur. On constate qu'il varie peu avec la profondeur ($0.5 \leq \frac{\Delta u}{q_c - p_0} \leq 0.8$). Ce résultat confirme ceux obtenus sur le site de Cran et par conséquent ceci semble montrer que

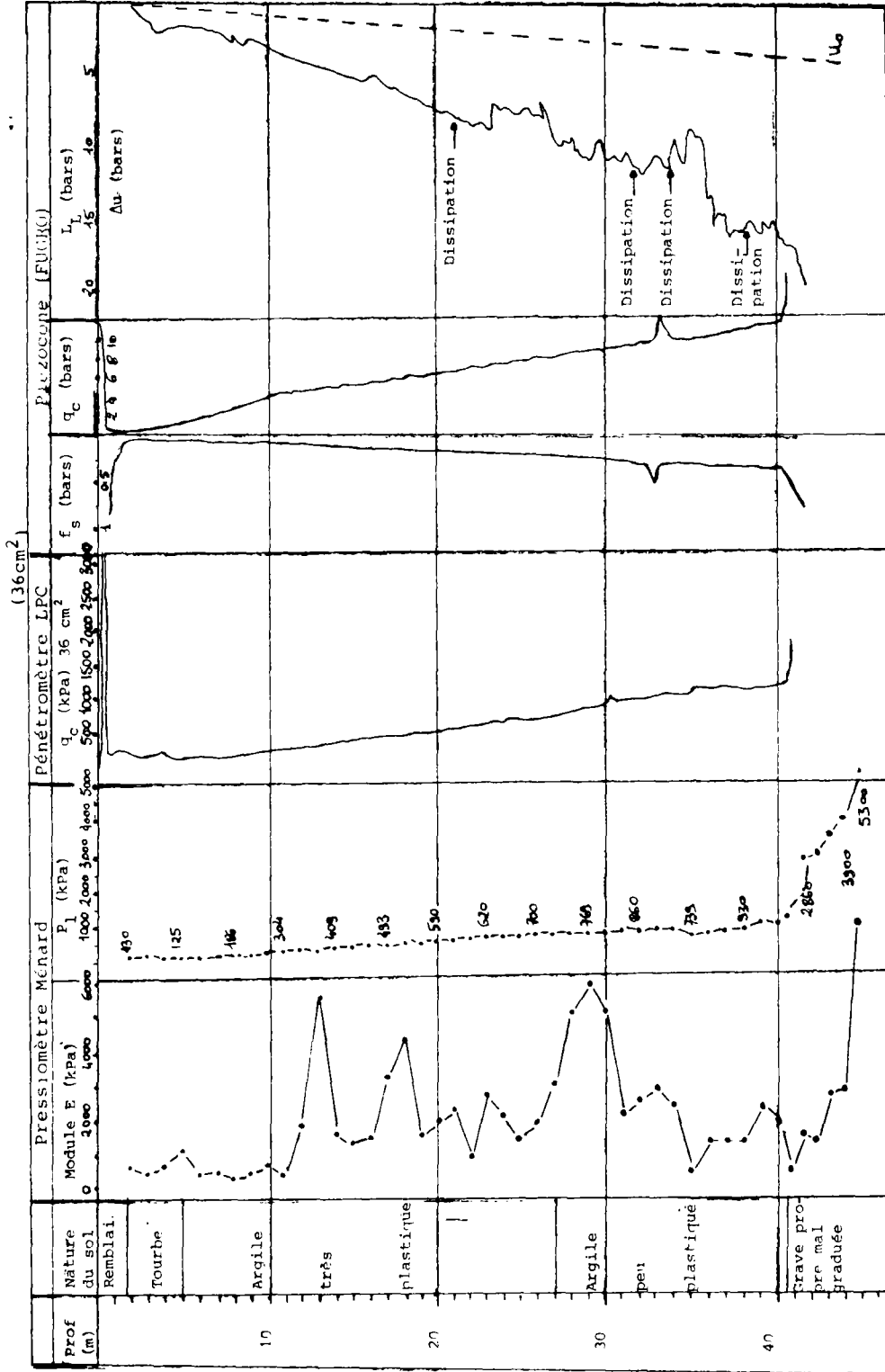
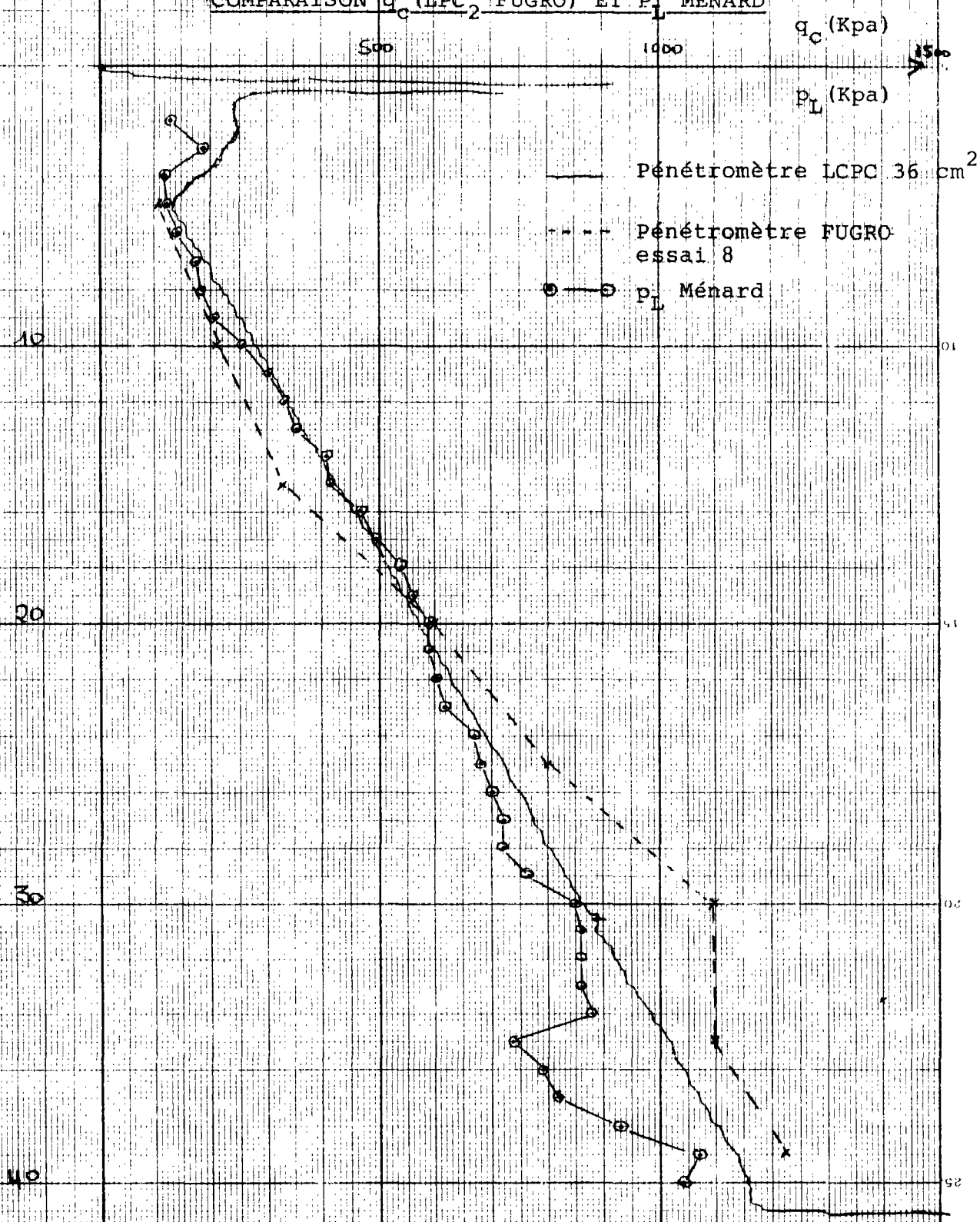


FIG. 13 - CARACTERISTIQUES GEOTECHNIQUES DU SITE DE BAYONNE

FIG. 14

COMPARAISON q_c (LPC₂ FUGRO) ET p_L MENARD



BAYONNE

COMPARAISON Δu^{exp} et Δu^{th}

Au

100 200 300 400 500 600

• - - - Expansion sphérique

x - - - Essai n°9 FUGRO

10

20

30

40

$\delta(m) \downarrow$

FIG. 15

BAYONNE

0
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11
12
13
14
15
16
17
18
19
20
21
22
23
24
25
26
27
28
29
30
31
32
33
34
35
36
37
38
39
40
41
42
43
44
45
46
47
48
49
50
51
52
53
54
55
56
57
58
59
60
61
62
63
64
65
66
67
68
69
70
71
72
73
74
75
76
77
78
79
80
81
82
83
84
85
86
87
88
89
90
91
92
93
94
95
96
97
98
99
100

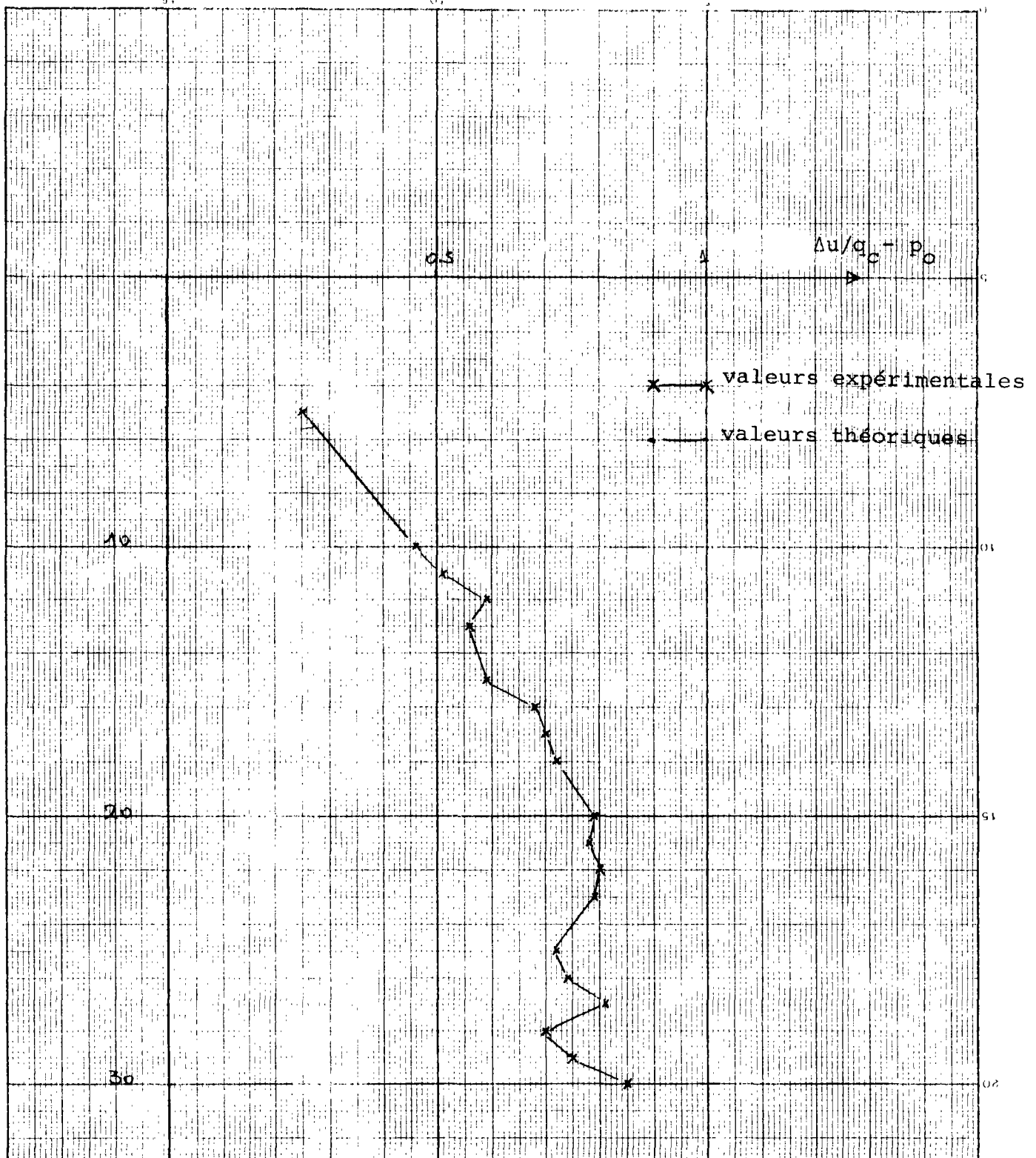


FIG. 16

VARIATION DU PARAMETRE $\frac{\Delta u}{q_c - p_0}$ EN FONCTION DE LA PROFONDEUR

BAYONNE

LES EXPÉRIENCES DANS LE ...

20/3/55

la théorie d'expansion de cavité dans un sol élasto-plastique avec les hypothèses restrictives-qui prévoit que le paramètre étudié est une fonction de la seule variable $L_n \frac{G}{C_u}$ -pourrait être considérée comme une approche acceptable du phénomène d'enfoncement. On pourrait donc affirmer que le paramètre adimensionnel $\frac{\Delta u}{q_c - p_o}$ peut caractériser le type de sol considéré.

IV.3 - INFLUENCE DE LA VITESSE

On a effectué sur les 2 sites des essais d'enfoncement à des vitesses différentes (2 cm/s ; 20 cm/s et 0.2 cm/s). Les essais ont été effectués à des endroits proches les uns des autres. Les résultats expérimentaux obtenus, tant pour q_c que pour u , et sur ces 2 sites semblent montrer que la vitesse n'a pas d'influence bien marquée. Les valeurs obtenues ne sont jamais systématiquement plus grandes (tant pour u que q_c), à vitesse élevée.

Il faut donc conclure que pour les types de sol testés et avec les vitesses considérées on n'a pas pu déceler de tendance bien marquée. Cela provient du fait que pour les vitesses considérées le rapport perméabilité/vitesse d'enfoncement reste suffisamment faible pour que l'essai s'effectue pratiquement dans des conditions non drainées.

IV.4 - SITE DE PLANCOET

a. Présentation du site et interprétation des essais

La Fig. 17 présente le nature et les caractéristiques géotechniques du site de PLANCOET déterminées à partir des essais au pressiomètre (pressiomètre Ménard, PAF), au pénétromètre statique LCPC ($\phi = 55 \text{ mm}$, 75 mm) et au piézocône Fugro. Une classification à partir des résultats d'essais de pénétration statique utilisant les abaques données par DOUGLAS et al (1981) montrent qu'il s'agit d'un site relativement hétérogène comportant des couches de limon (ML) (jusqu'à $- 5 \text{ m}$), limon argileux ($- 5 \text{ m}$ à $- 7 \text{ m}$), sable, limon sableux ($- 11 \text{ m}$ à $- 13 \text{ m}$) et sable gravier.

On note en particulier que les valeurs des pressions interstitielles enregistrées au cours de l'enfoncement confirment la nature des différentes couches rencontrées lors de la pénétration. Sur la Fig. 18, on présente la comparaison entre les valeurs expérimentales des surpressions interstitielles mesurées au piézocône et celles théoriques déduites de la théorie d'expansion de cavité cylindrique et sphérique. On note une bonne concordance entre les deux valeurs dans les zones argileuses à faible perméabilité où l'on peut admettre que l'essai est non drainé. Cependant dans les couches de limon sableux on note un écart important entre la théorie et l'expérience qui peut être expliqué essentiellement par l'effet du drainage dans ces couches. En effet des essais de dissipation effectués dans les différentes couches dont les résultats sont représentés sur la Fig. 19 ont permis de montrer que la perméabilité dans les couches de limon est élevée et par conséquent l'hypothèse de pénétration non drainée n'est plus valable.

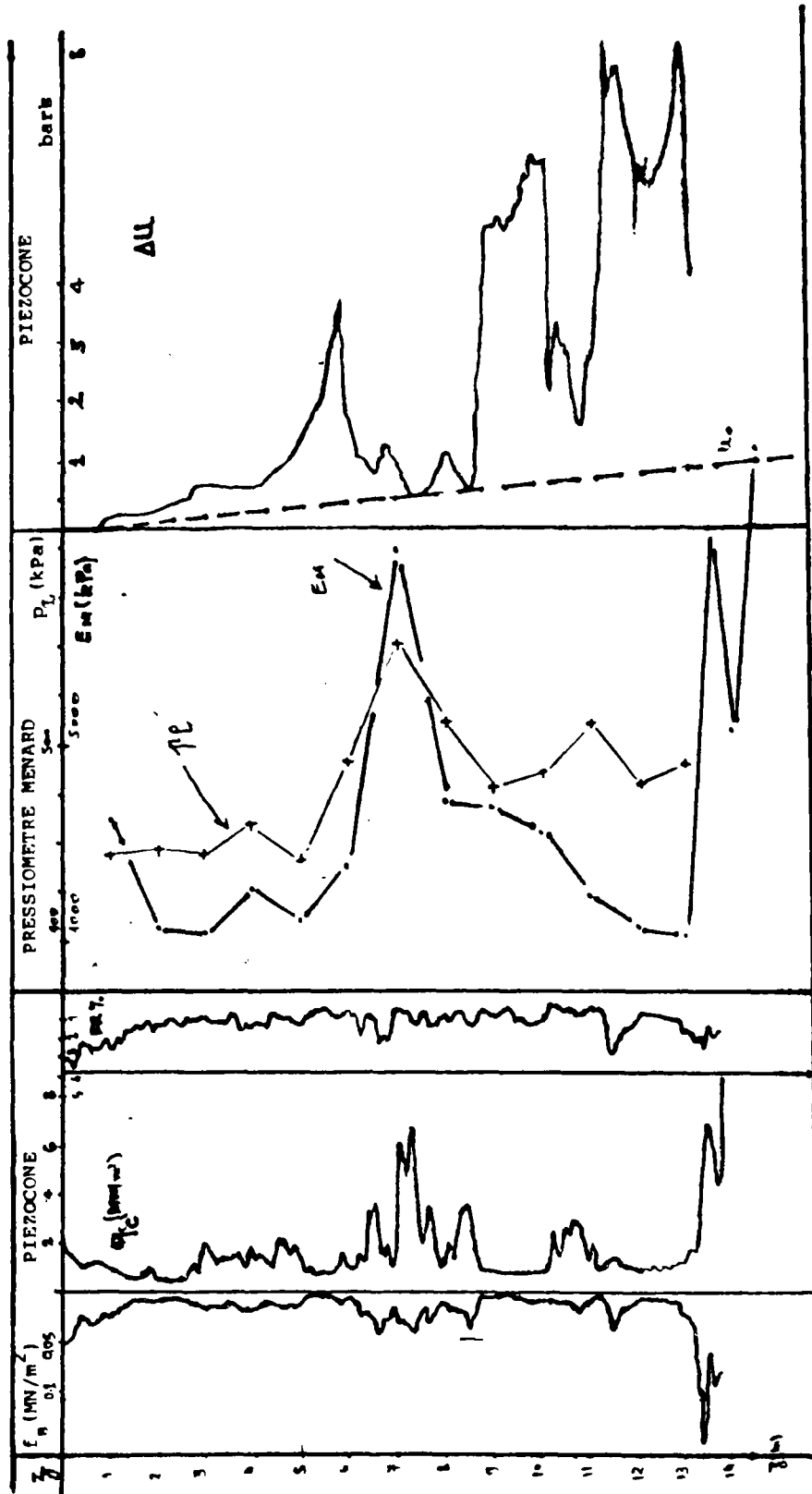


FIG. 17 - CARACTERISTIQUES GEOTECHNIQUES DU SITE DE PLANCOET

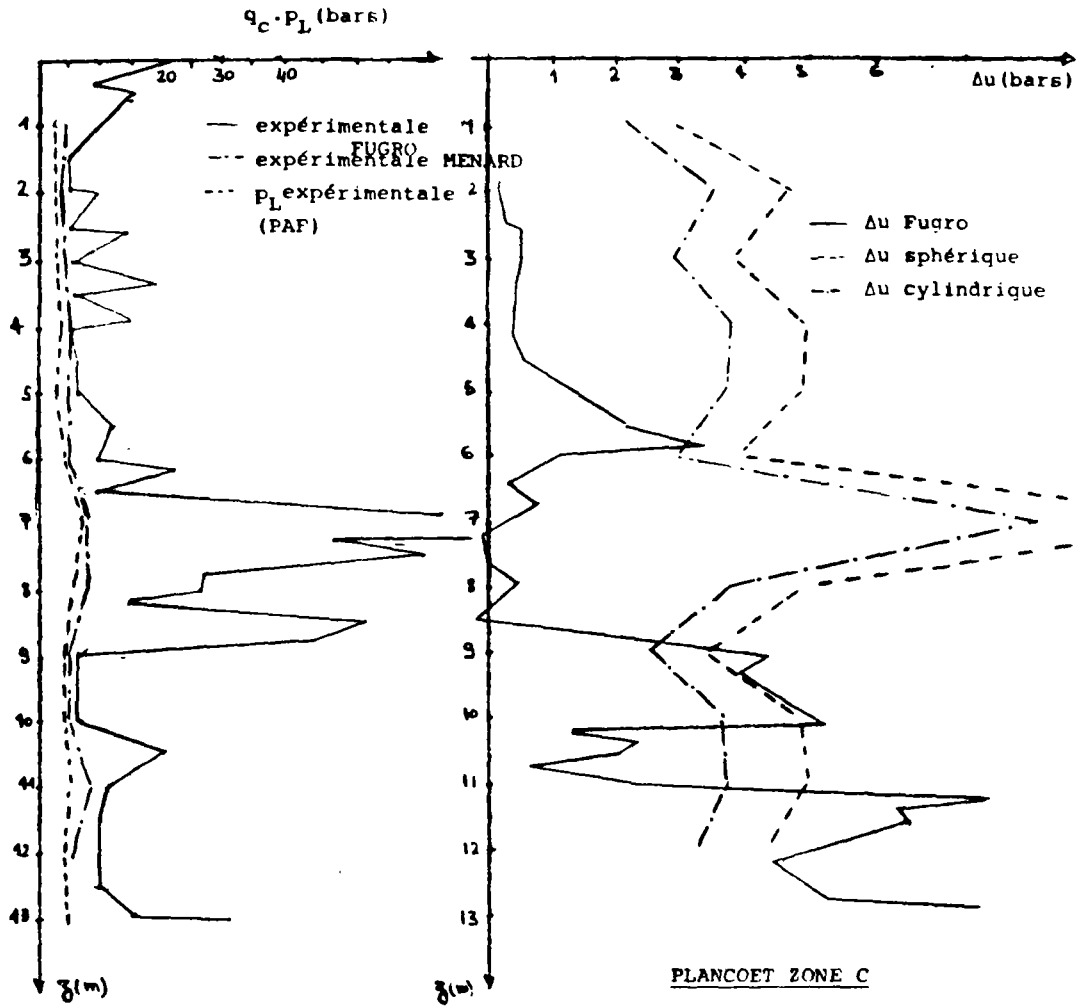


FIG. 20

COMPARAISON q_c (FUGRO)
AVEC p_L (PAF) ET p_L (MENARD)

FIG. 18

COMPARAISON Δu^{th} et Δu^{ex} (FUGRO)

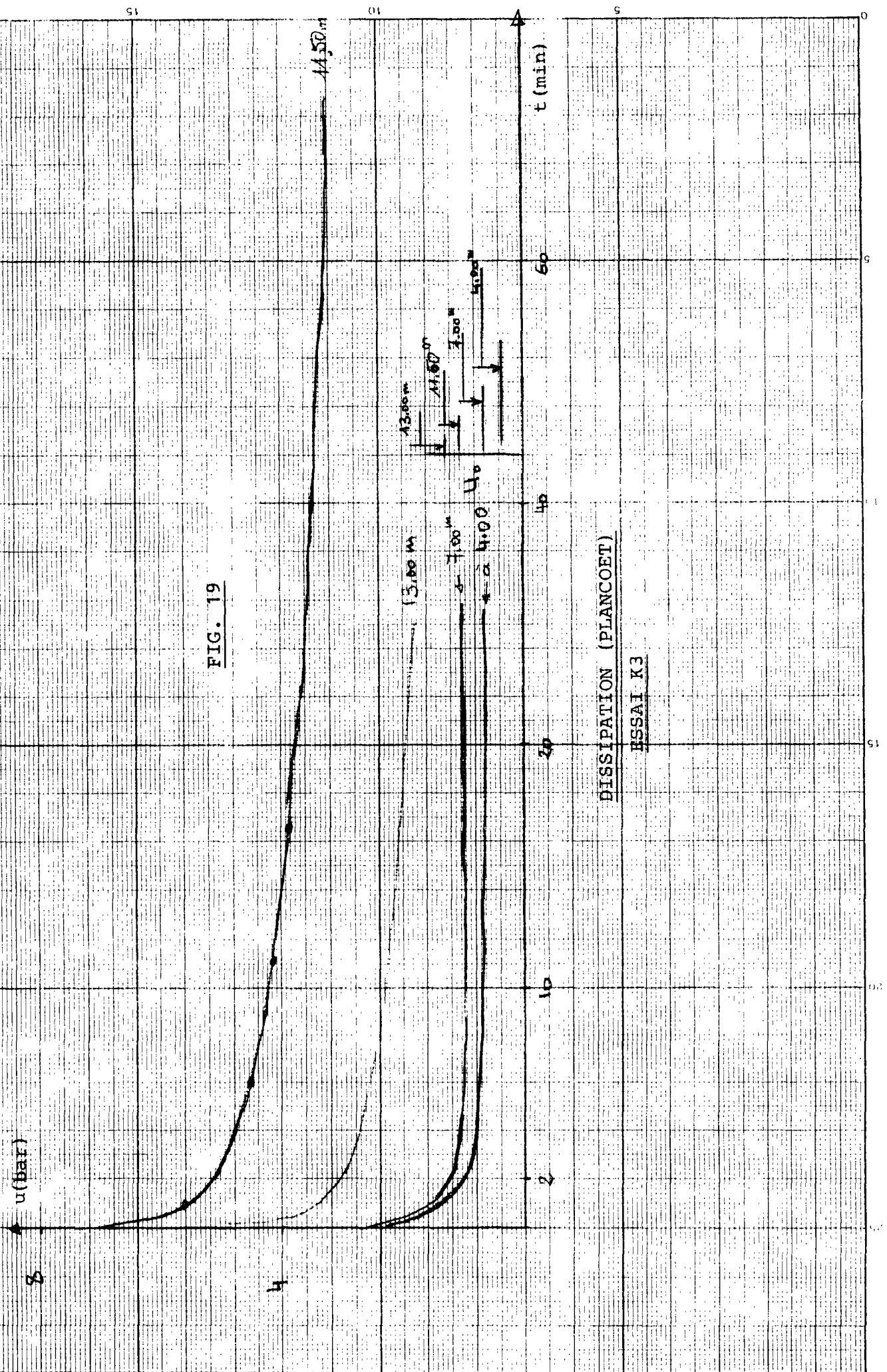


FIG. 19

DISSIPATION (PLANCOET)

ESSAI K3

Le drainage partiel du sol rend toute comparaison entre théorie et expérience difficilement interprétable, et en particulier concernant l'effet des surpressions interstitielles sur les différents paramètres mesurés.

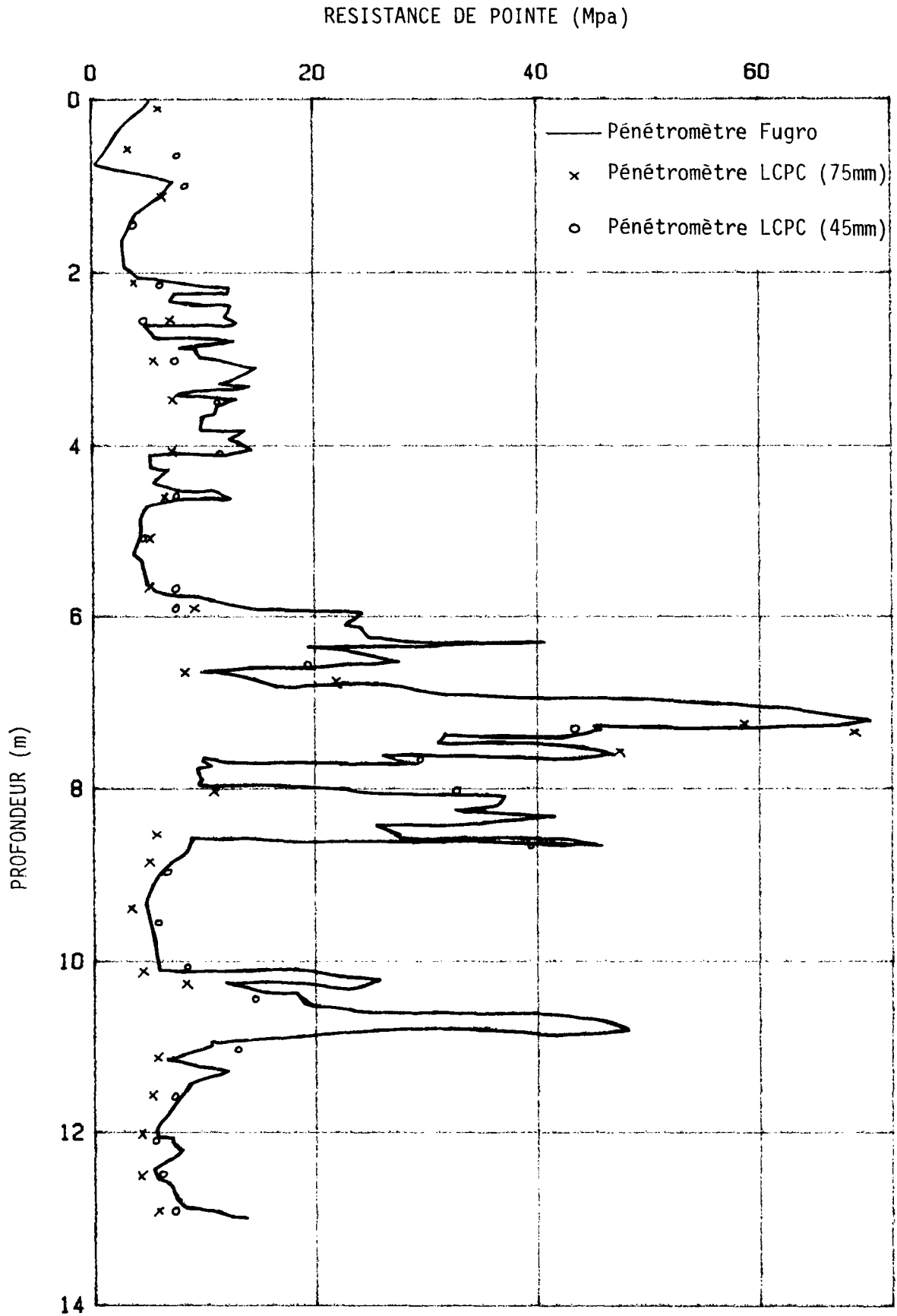
L'interprétation des essais effectués à PLANCOET était essentiellement qualitative et concernait en particulier :

- Comparaison entre différents types d'essais ;
- L'effet du diamètre du cône sur les paramètres mesurés ;
- L'effet de la vitesse de pénétration sur les surpressions interstitielles.

La Fig. 20 montre une comparaison entre la résistance de pointe q_c mesurée au piézocone et la valeur de p_L mesurée respectivement au pressiomètre Ménard et autoforeur.

On constate que le pénétromètre donne une meilleure idée sur la stratification du sol en place et que dans les zones limoneuses, l'écart entre les 3 valeurs est peu important.

Sur la Fig. 21, on a tracé le profil de la résistance de pointe enregistrée par le pénétromètre Fugro (36 mm), le pénétromètre LPC (45 mm) et le pénétromètre LPC (75 mm). Il n'y a pas une tendance nette puisque dans certaines profondeurs les valeurs données par le cône à 75 mm sont intermédiaires entre celles données par le cône à 36 mm et celle de 45 mm. Toutefois, l'écart entre les valeurs mesurées et en particulier dans les couches de limon reste faible (inférieure à 20 %).



PLANCOET

FIG. 21 - COMPARAISON ENTRE q_c (LPC) ET q_c (FUGRO)

b. Effet de la vitesse

On a tracé sur la Fig. 22 et la Fig. 23 les valeurs de q_c et f_s en fonction de la profondeur pour les essais KF5 et KF7. Le premier essai a été effectué à une vitesse lente de l'ordre de 0.2 cm/s tandis que le deuxième a été réalisé à la vitesse rapide (de l'ordre de 20 cm/s).

On constate que dans la partie argileuse (> 10 m), l'influence de la vitesse sur le frottement latéral n'est pas très notable. Du moins on peut constater une très légère diminution de ce paramètre quand la vitesse est multipliée par 100. La même tendance est perçue dans les autres couches. Pour la résistance de pointe, on remarque que dans les couches limoneuses et argileuses (> 10 m) ce paramètre augmente avec la vitesse ($\approx 15 \%$). Entre 2 et 10 m où on a des couches qui sont assez perméables on remarque que la résistance de pointe diminue quand la vitesse d'enfoncement augmente. La Fig. 24 montre cet effet de la vitesse d'enfoncement sur les valeurs de q_c .

La Fig. (25 et 26) montre que dans les couches perméables (2-10 m), en augmentant la vitesse d'enfoncement, on enregistre des surpressions interstitielles beaucoup plus importantes (avec des pics). Ceci peut être expliqué par la dissipation très rapide de ces surpressions lorsque l'on a une vitesse moins élevée. En revanche, dans les couches où la perméabilité est faible, l'influence de la vitesse est moins notable. La Fig. 27 montre cet effet de la vitesse d'enfoncement sur les valeurs des surpressions interstitielles générées par la pénétration.

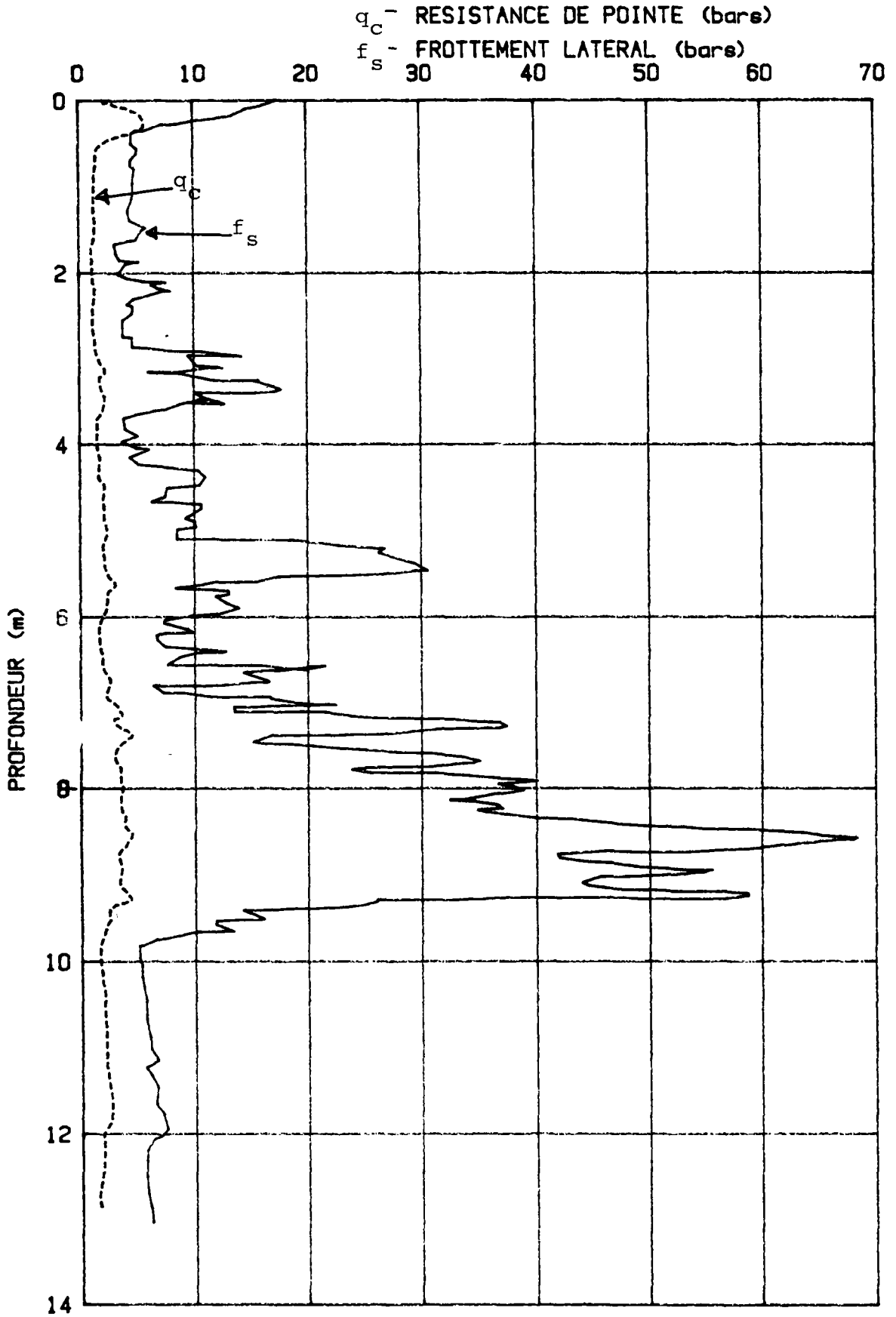


FIG. 22 - ESSAI A VITESSE LENTE

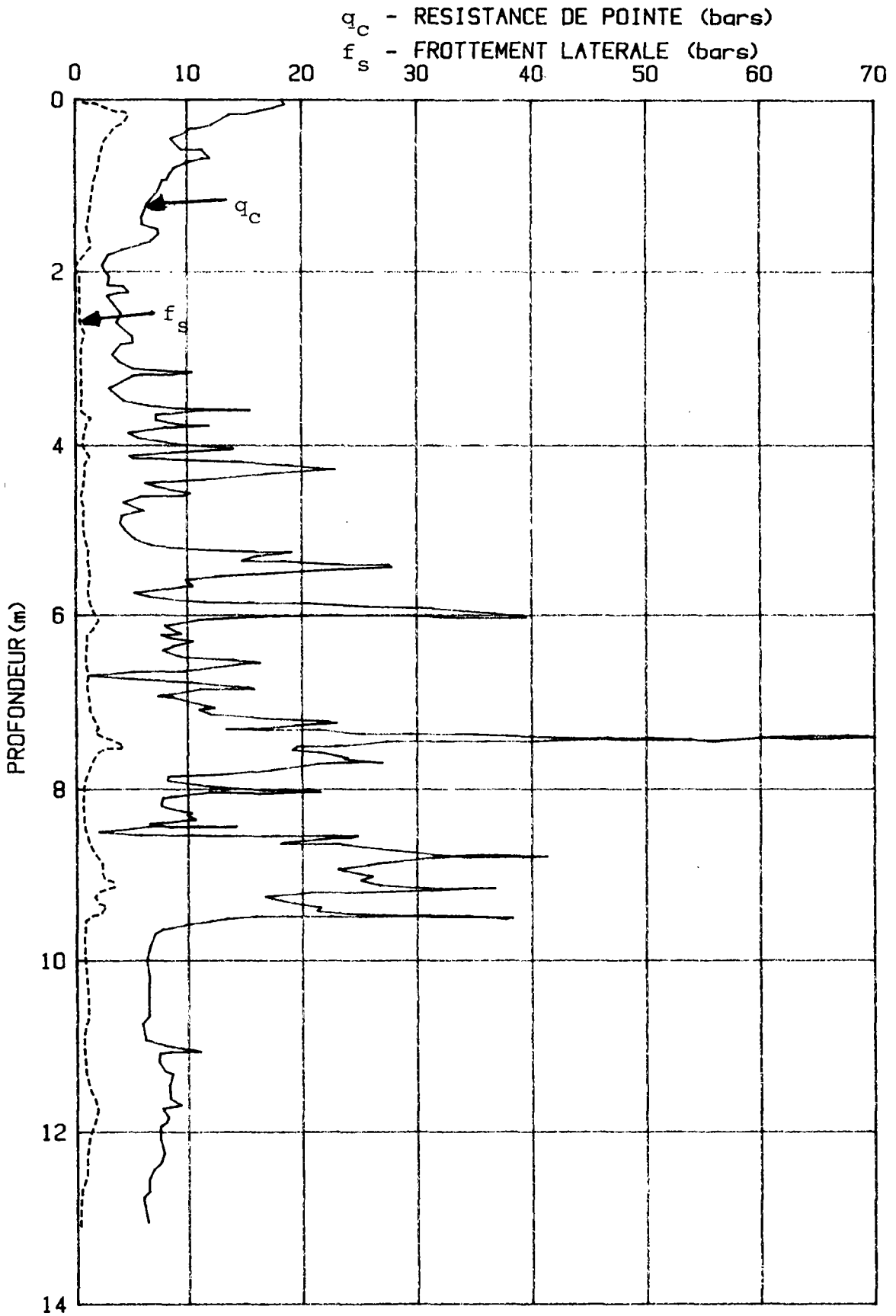


FIG. 23 - ESSAI A VITESSE RAPIDE (KF 7)

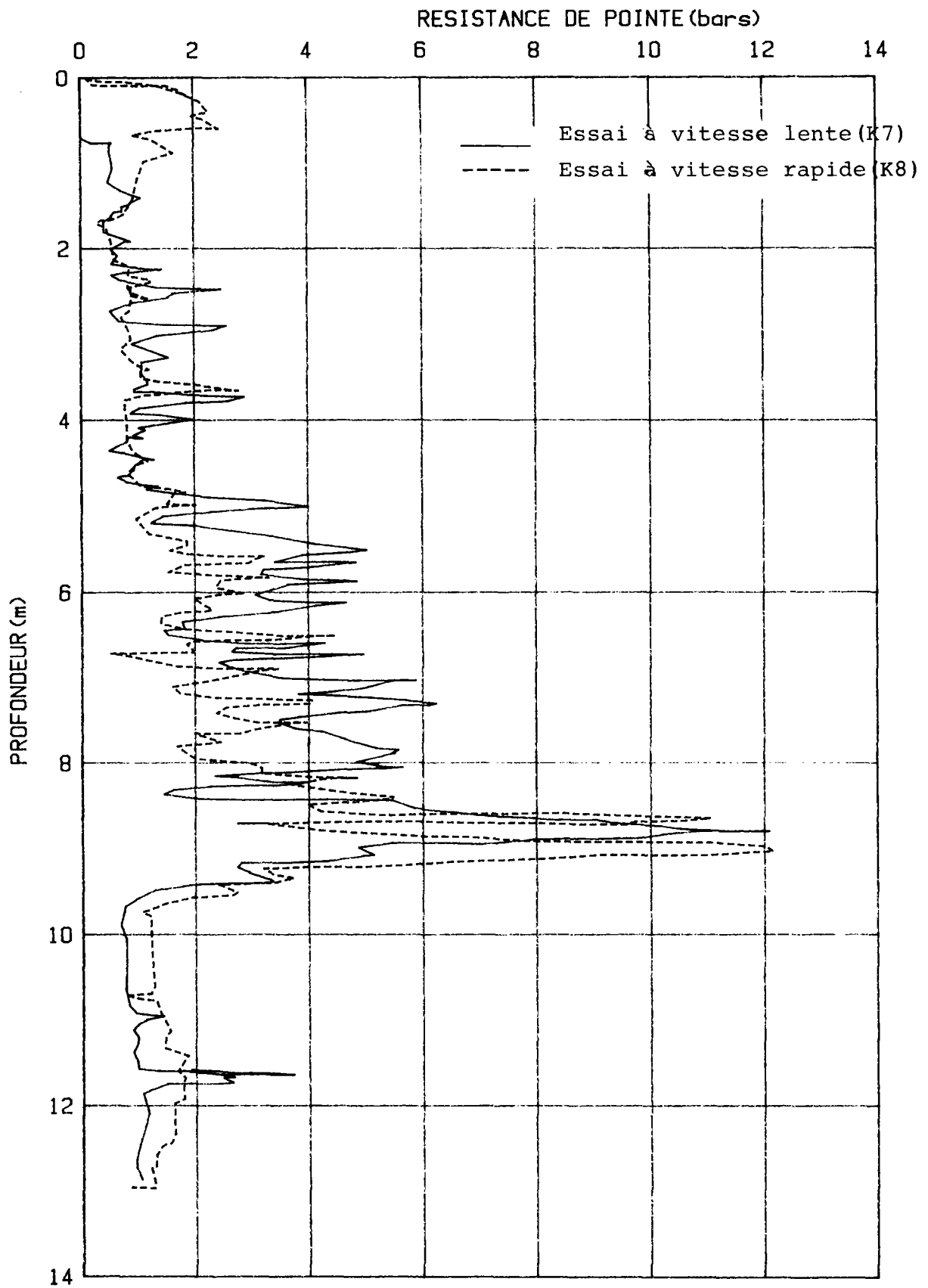


FIG. 24 - EFFET DE LA VITESSE SUR LA RESISTANCE DE POINTE

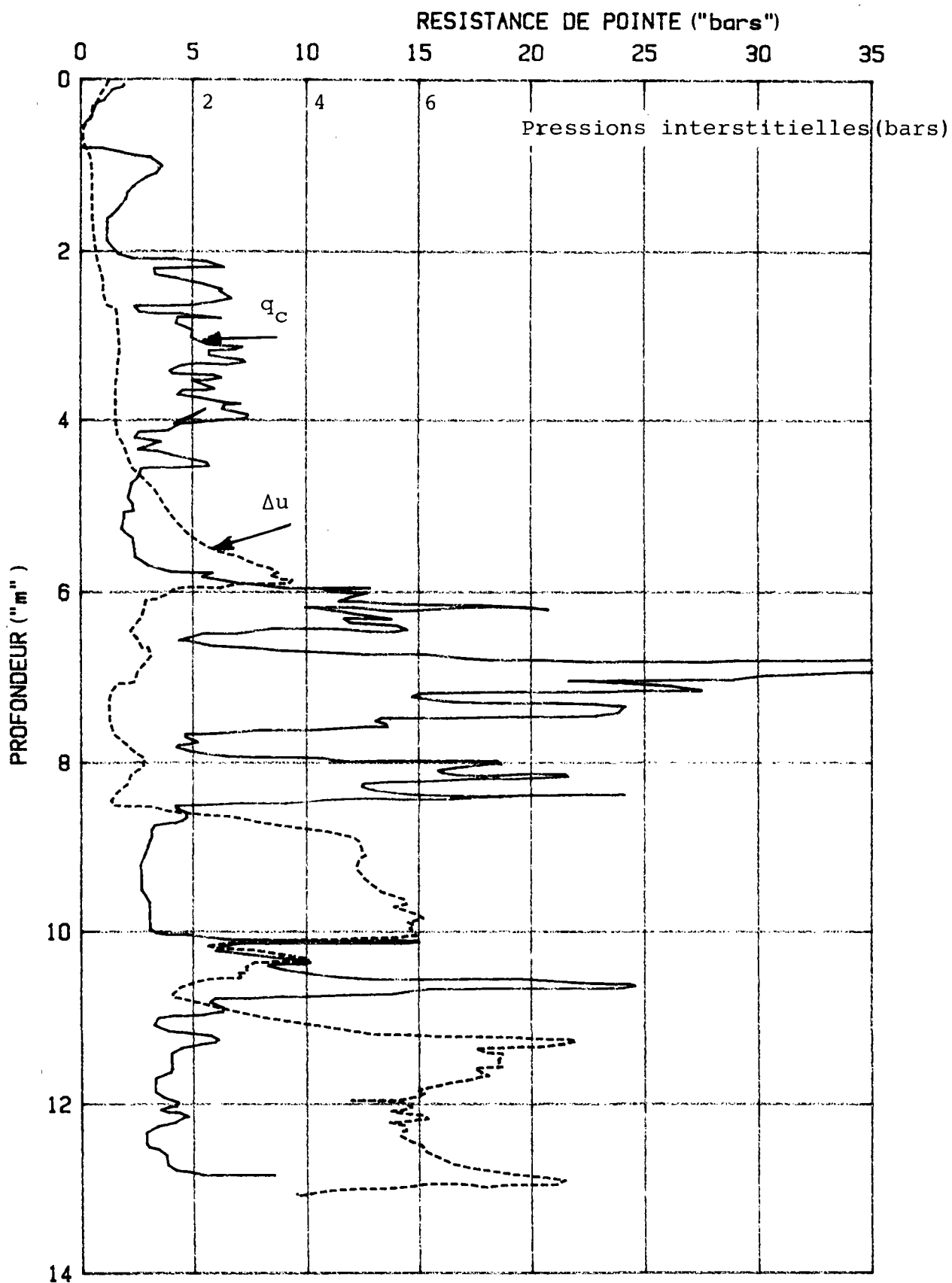


FIG. 25 - ESSAI A VITESSE STANDARD (C3)

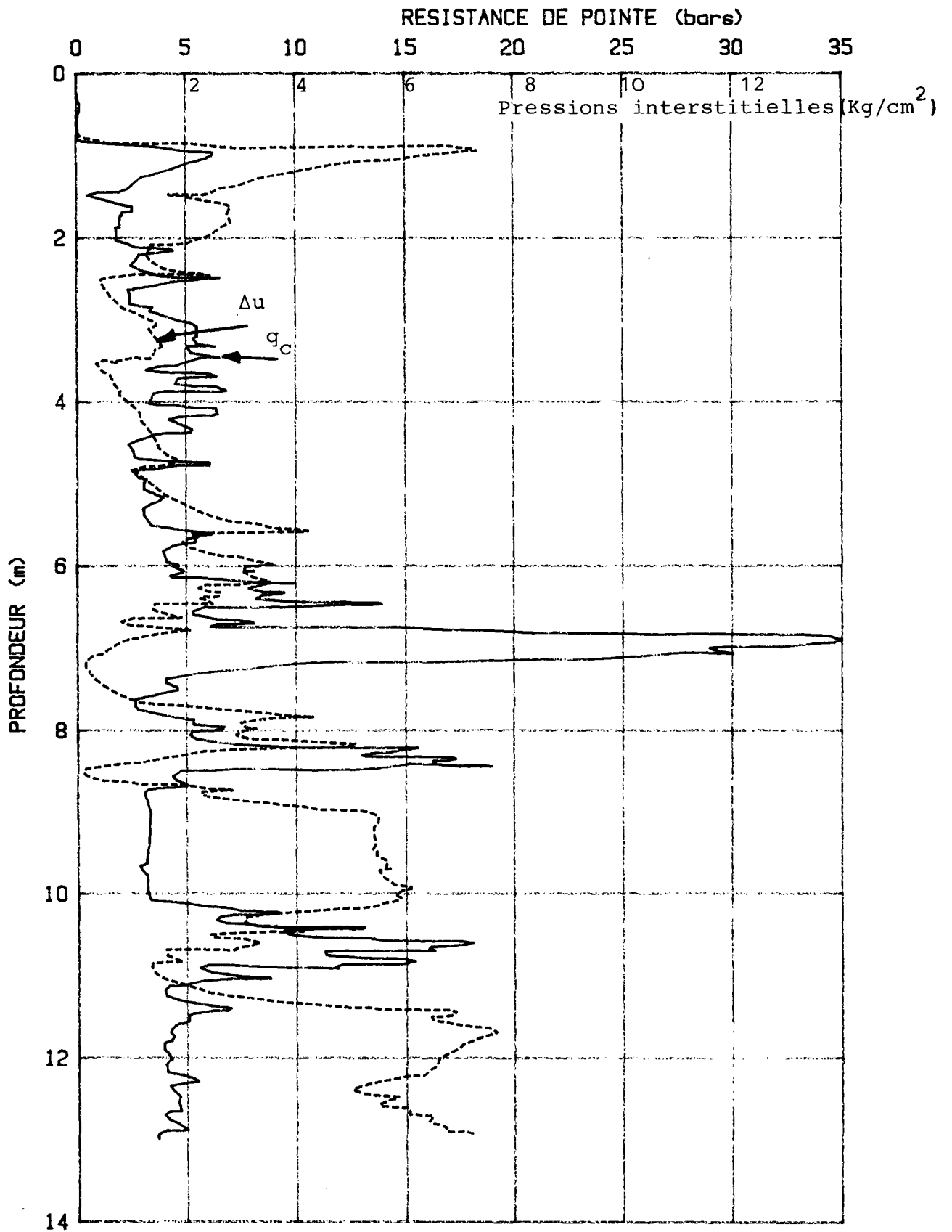


FIG. 26 - Essai à vitesse rapide (C4)

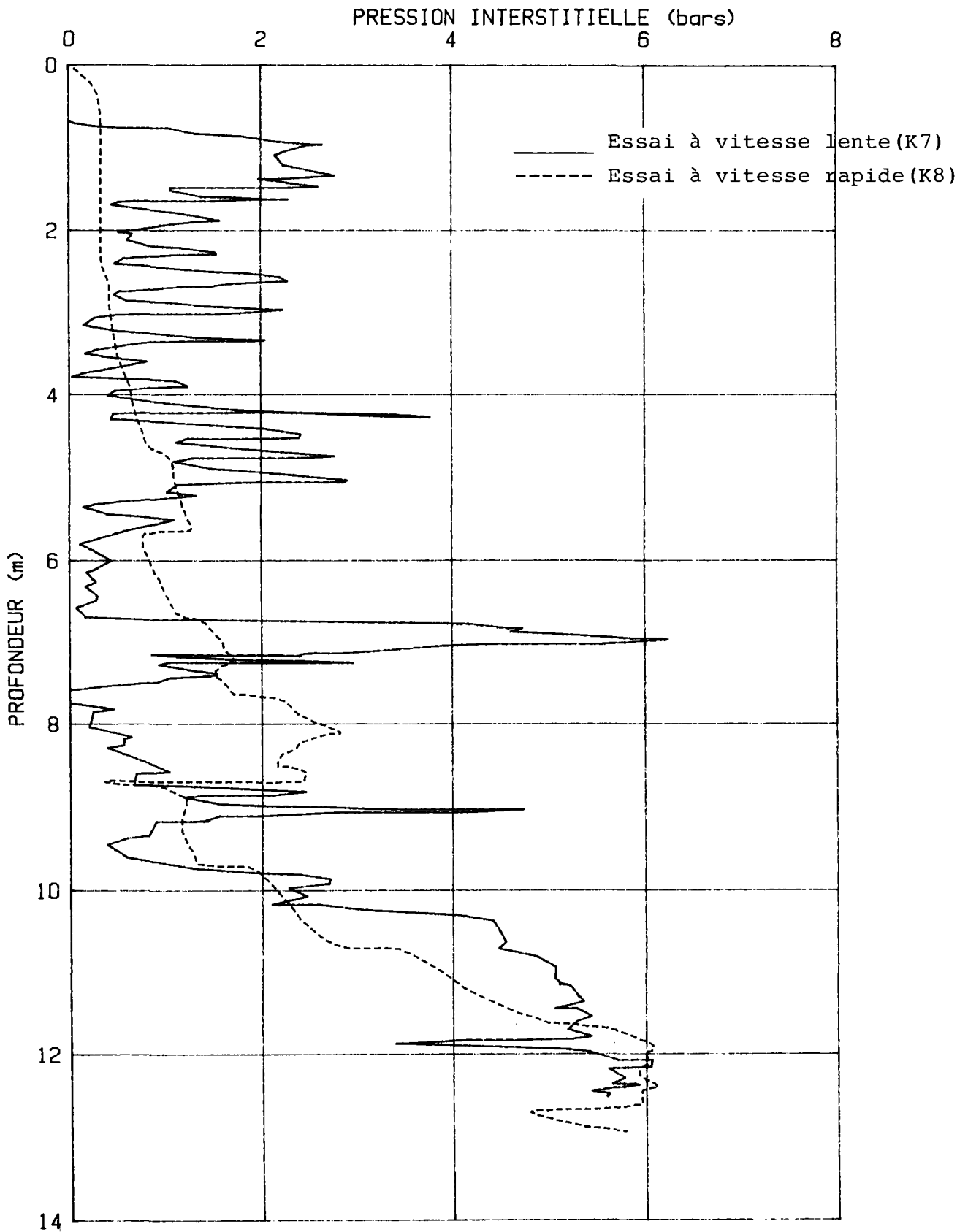


FIG. 27 - EFFET DE LA VITESSE SUR LES PRESSIONS INTERSTITIELLES

V. ESSAIS DANS LES SITES SABLEUX

V.1 - PRESENTATION DES SITES

Dans le cadre de cette recherche, on a effectué des essais au piézocone sur deux sites où le sol est plus perméable :

- LABENNE où le sol est constitué d'une couche de sable s'étendant sur une profondeur de 23 mètres ;

- DUNKERQUE où on a une couche de sable s'étendant sur une profondeur d'une quinzaine de mètres et ensuite une couche d'argile de Flandres avec des inclusions de sables tantôt lâches, tantôt denses.

Le site de DUNKERQUE a présenté un intérêt particulier compte tenu de la présence des inclusions de sable lâche et dense entre les couches argileuses. Sur ce site on a utilisé une pointe piézométrique permettant de mesurer simultanément les pressions interstitielles enregistrées au cours de l'enfoncement et sur la pointe et sur le manchon d'une part et d'autre part la résistance de pointe et le frottement latéral. Cette pointe dont le schéma est présenté sur la Fig. 28 a été conçue dans le cadre de cette recherche par le Professeur TUMAY de l'Université de la LOUISIANE et la société FUGRO. Elle a été testée pour la première fois dans le cadre de notre recherche sur le site de DUNKERQUE.

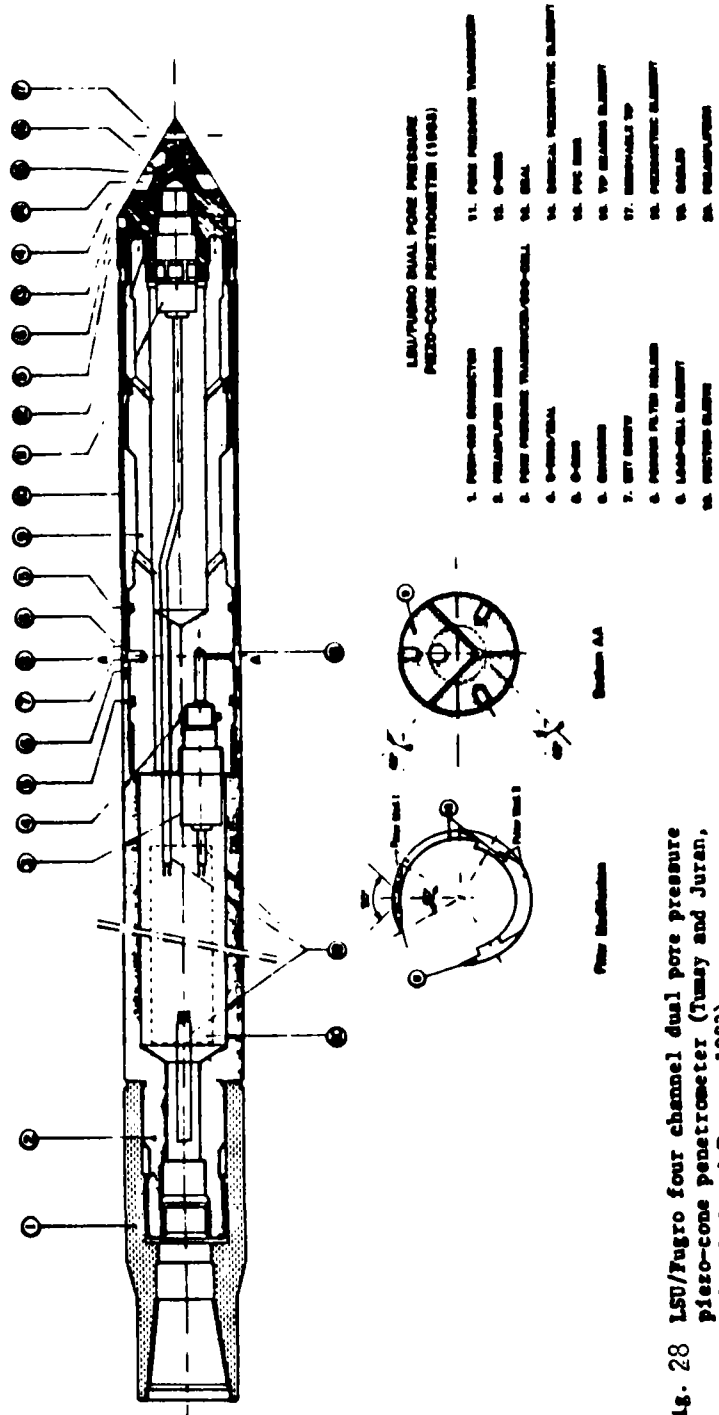


Fig. 28 LSU/Yugro four channel dual pore pressure piezo-cone penetrometer (Tumay and Juran, 1981; Rad and Tumay, 1983).

L'intérêt de cette pointe est en particulier de pouvoir mettre en évidence, l'effet de la position de la cellule pour les mesures des surpressions interstitielles enregistrées au cours de l'enfoncement. Cet aspect a déjà fait l'objet de plusieurs études qui ont été résumées dans la partie bibliographique. Elles ont concernées essentiellement les sols fins peu perméables. Cependant, peu d'études ont concerné l'effet de la position de la cellule sur les surpressions interstitielles qui peuvent être enregistrées dans le sable lorsque celui-ci se trouve sous forme d'inclusions de faible épaisseur entre deux couches peu perméables. Les essais effectués à Dunkerque concernent ce cas particulier. Ils présentent l'avantage de pouvoir fournir les mesures des surpressions au cours du même essai sur la pointe et sur le manchon de frottement latéral. Dans ce qui suit, nous analysons les résultats des essais effectués à Dunkerque. On insistera en particulier sur les résultats des études paramétriques concernant :

- L'effet de la position de la cellule des mesures des surpressions interstitielles ;
- L'effet de la vitesse d'enfoncement ;
- L'effet du diamètre du cône.

L'analyse portera successivement sur :

- Les mesures effectuées dans l'argile de Flandres ;
- Les inclusions de sable à l'état lâche ou dense.

Les essais effectués à Labenne ont essentiellement pour objectifs de confirmer les résultats obtenus à Dunkerque concernant l'effet de la vitesse sur les surpressions interstitielles enregistrées dans des couches de sable relativement homogènes.

V.2 - SITE DE DUNKERQUE

La Fig.29 présente la nature et les caractéristiques géotechniques du site de Dunkerque déterminées à partir des essais au pressiomètre autoforeur et au pénétromètre à tête piézoélectrique. Il s'agit d'une première couche de silt argilo-sableux s'étendant sur à peu près trois mètres. Il y a ensuite une couche de sable située entre 3 et 16 m, vient après une couche d'argile de Flandre dépassant la profondeur de 30 mètres.

Sur ce site on a effectué quatorze essais dont un récapitulatif est donné dans le tableau I. Les résultats de ces essais sont donnés en annexe.

Comme déjà indiqué plus haut, on a utilisé sur le site de Dunkerque trois types de pointes :

- pointe de 10 cm^2 de section permettant de mesurer la résistance de pointe q_c et le frottement latéral f_s ;
- point de 10 cm^2 de section permettant de mesurer q_c et les pressions interstitielles engendrées par l'enfoncement ;

TABLEAU I : RECAPITULATIF DES ESSAIS AU PIEZOCONE

DUNKERQUE

N° essai	Cône utilisé	Paramètres mesurés	Profondeur pénétration	Vitesse de pénétration	Dissipation à	Nappe (m)
1	10 cm ²	$q_c \cdot f_s$	32.50 m ²	2 cm/s	-	
2	10 cm ²	$q_c \cdot f_s$	32.50	2 cm/s	-	
3	10 cm ²	$q_c \cdot u$	28.70 m	2 cm/s		- 1.80
4	10 cm ²	$q_c \cdot u$	27.40	2 cm/s	8.12;10.50;12.50 17.88m;21.08;23.20m 27.40m	- 1.60
5	10 cm ²	$q_c \cdot u$	32.76	2 cm/s	-	-
6	15 cm ²	$q_c \cdot f_s \cdot u$	32.78	2 cm/s	-	-
7	15 cm ²	$q_c \cdot f_s \cdot u$	32.78 m	2 cm/s	-	-
8	15 cm ²	$q_c \cdot f_s \cdot u$	27.74 m	2 cm/s	7.14;12.50;21.00 23.20;27.74m	-
* 9	15 cm ²	$q_c \cdot f_s \cdot u$	27.68 m	0.2 cm/s	-	-
10	15 cm ²	$q_c \cdot f_s \cdot u$	30.10	2 cm/s	9.42;13.16;20.22 21.38;21.76;22.46; 23.40;23.74;24.02	-
11	15 cm ²	$q_c \cdot f_s \cdot u$	28.56	10 cm/s	-	-
12	15 cm ² (dual)	$q_c \cdot f_s \cdot u_1 \cdot u_2$	30.76	2 cm/s	-	-
13	15 cm ² (dual)	$q_c \cdot f_s \cdot u_1 \cdot u_2$	31.84	2 cm/s	-	-
14	15 cm ² (dual)	$q_c \cdot f_s \cdot u_1 \cdot u_2$	27.74	2 cm/s	9.12;9.30;19.38 19.56;27.74m	

* La vitesse de pénétration : 2 cm/s jusqu'à 5.50 m puis \approx 0.2 cm/s jusqu'à 16.50 m puis 0.2 cm/s jusqu'à 27.68 m

CAYENNE - LES ANGOLES - SUD EST - 1977

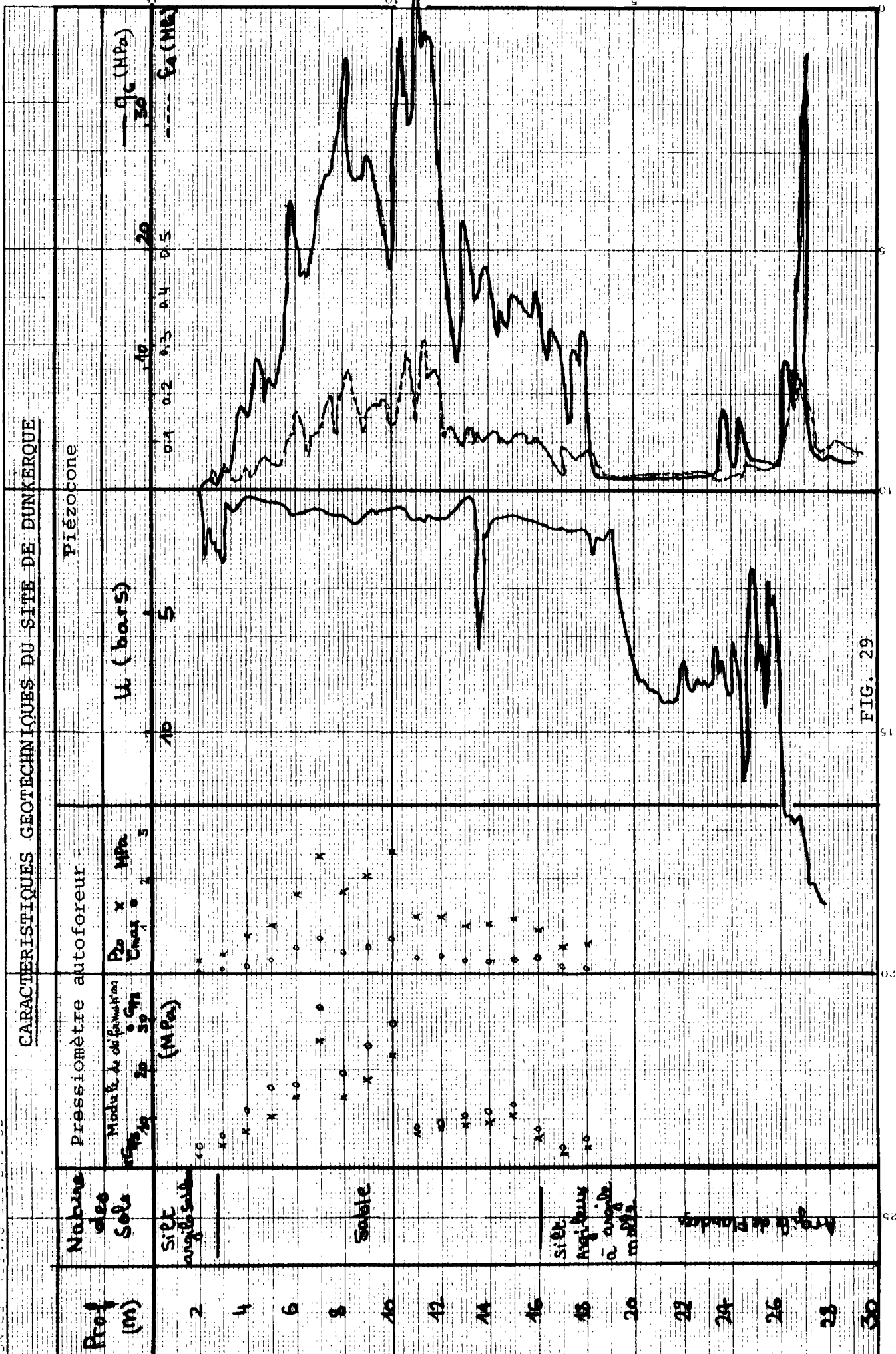


FIG. 29

- pointe de 15 cm^2 de section permettant de mesurer simultanément les trois paramètres q_c , f_s et u ;

- pointe de 15 cm^2 de section avec deux pierres poreuses fournissant pour le même essai les trois paramètres q_c , f_s , u et les pressions interstitielles enregistrées sur le manchon du frottement latéral.

1) Effet du diamètre de la pointe utilisée

Dans ce paragraphe on va étudier l'influence du diamètre de la pointe sur les paramètres enregistrés au cours de la pénétration :

a) Sur la résistance de pointe q_c et sur f_s . Sur la Fig. 30

et la Fig. 31 on a tracé les profils de q_c et de f_s mesurés avec des pointes de section respective 10 cm^2 et 15 cm^2 . On constate que l'effet du diamètre sur les valeurs de q_c est négligeable étant donné que l'on n'obtient pas des valeurs systématiquement plus grandes ou plus faibles pour l'une ou l'autre section.

En revanche, ces deux mêmes figures semblent montrer que dans les sables les valeurs de f_s fournies par la pointe de faible diamètre sont un peu plus grandes ($\approx 20 \%$) que celles enregistrées par l'autre pointe.

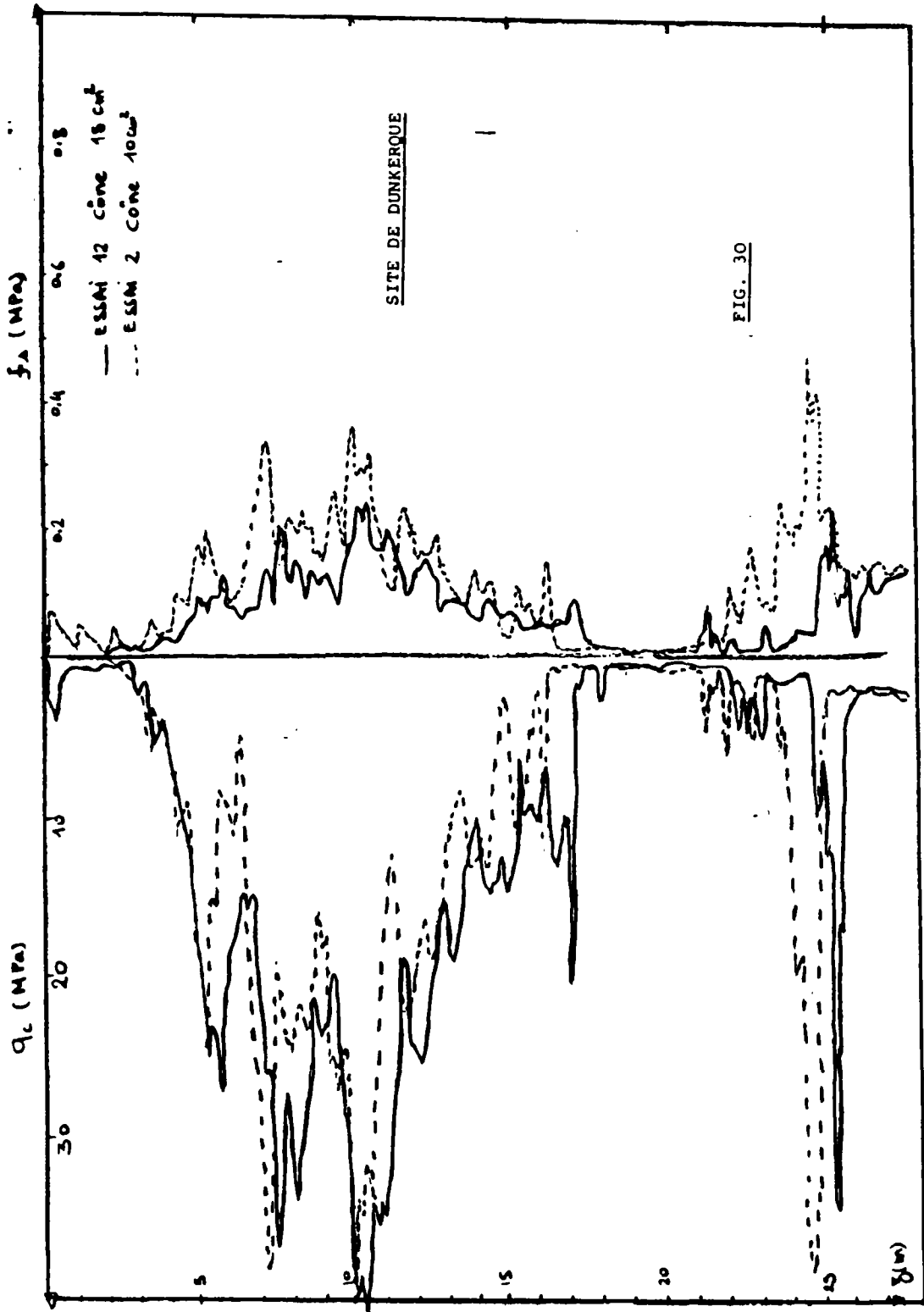


FIG. 30 - EFFET DU DIAMETRE DE LA POINTE

(DUNKERQUE)

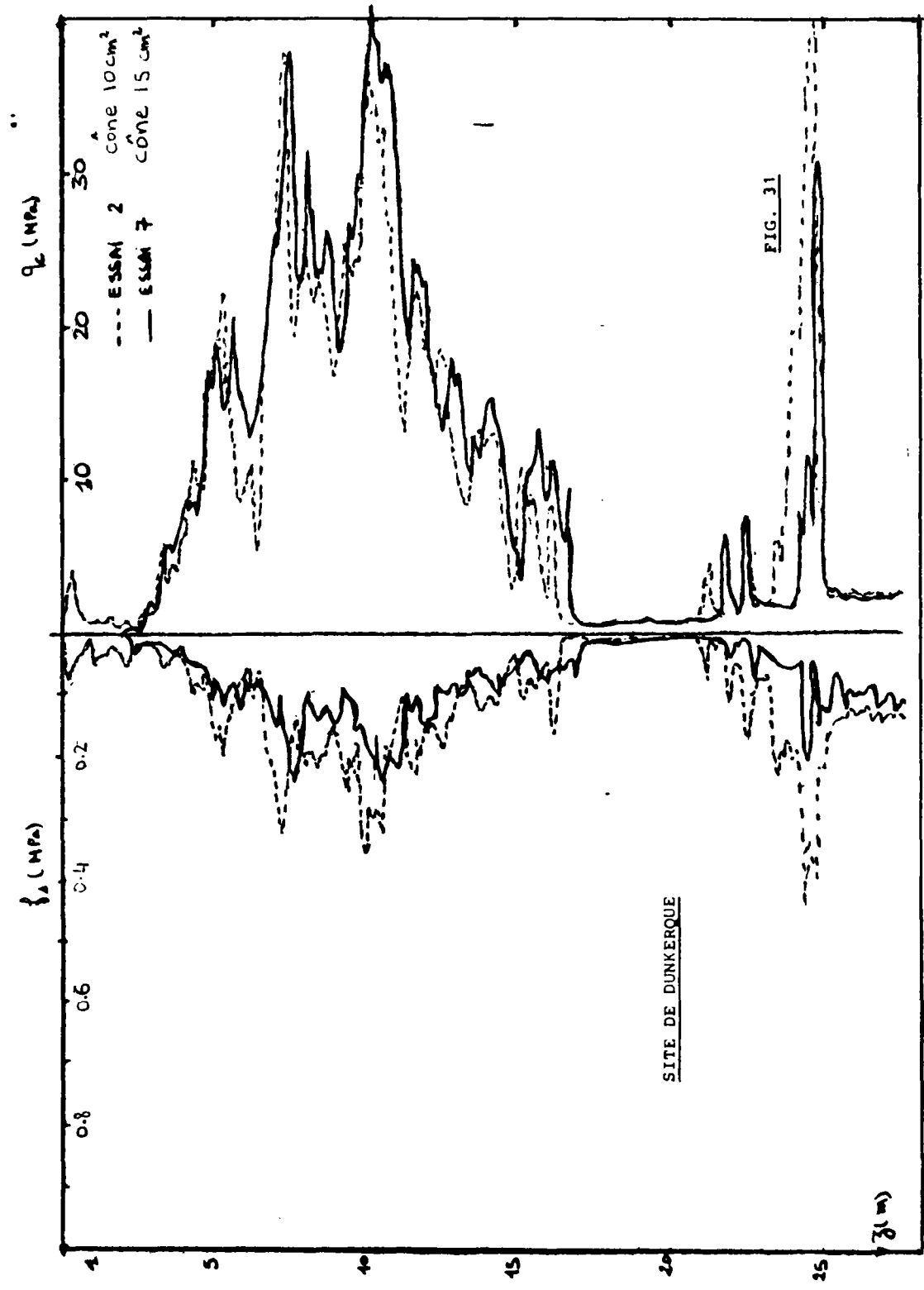


FIG. 31 - EFFET DU DIAMETRE DE LA POINTE
(DUNKERQUE)

b) Effet sur les pressions interstitielles

Sur la Figure 32 on a tracé les profils des pressions interstitielles au cours des essais effectués avec les deux diamètres de pointe 10 cm^2 et 15 cm^2 . Le diamètre de la pointe ne semble pas influencer les valeurs enregistrées des pressions interstitielles.

2) Effet de la vitesse d'enfoncement

La Figure 33 montre les profils de q_c et u enregistrés au cours des essais 9 et 11. Ces deux sondages sont faits avec la pointe de section 15 cm^2 et avec les vitesses respectives 0.2 cm/s et 10 cm/s . On constate que l'effet de ce paramètre sur la résistance de pointe n'est pas conséquent. En revanche, on remarque que dans les couches de sable les valeurs de u données par l'essai 9, correspondant à la vitesse moyenne de 0.2 cm/s , sont pratiquement celles de la pression hydrostatique u_0 (jusqu'à la profondeur 16 m), tandis qu'au cours de l'essai exécuté à la vitesse moyenne de 10 cm/s on a relevé des valeurs beaucoup plus grandes que u_0 . Ceci peut s'expliquer par la forte perméabilité de la couche de sable qui favorise le drainage au cours de l'essai : à faible vitesse, les surpressions interstitielles ont le temps de se dissiper. On remarque en particulier que dans les inclusions de sable lâche situées à la profondeur de 21 m et 22 m la vitesse d'enfoncement à un effet significatif et permet une meilleure identification de la stratification du sol.

3) Effet de la position de la cellule

Les Figures 34 et 35 montrent les résultats des essais effectués avec le piézocône "dual" mesurant les deux pressions interstitielles, la résistance de pointe et le frottement latéral.

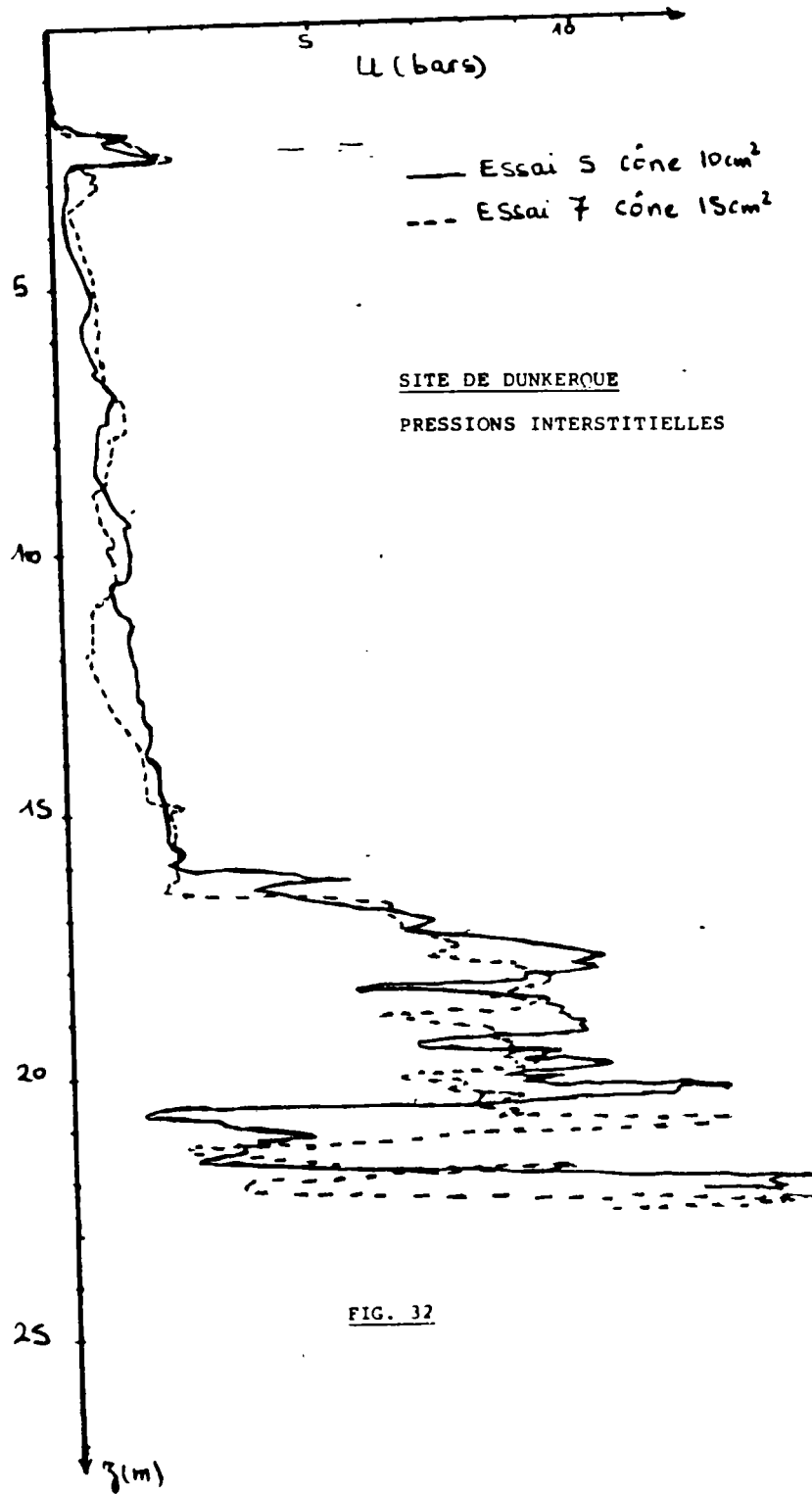


FIG. 32 - PRESSIONS INTERSTITIELLES
(DUNKERQUE)

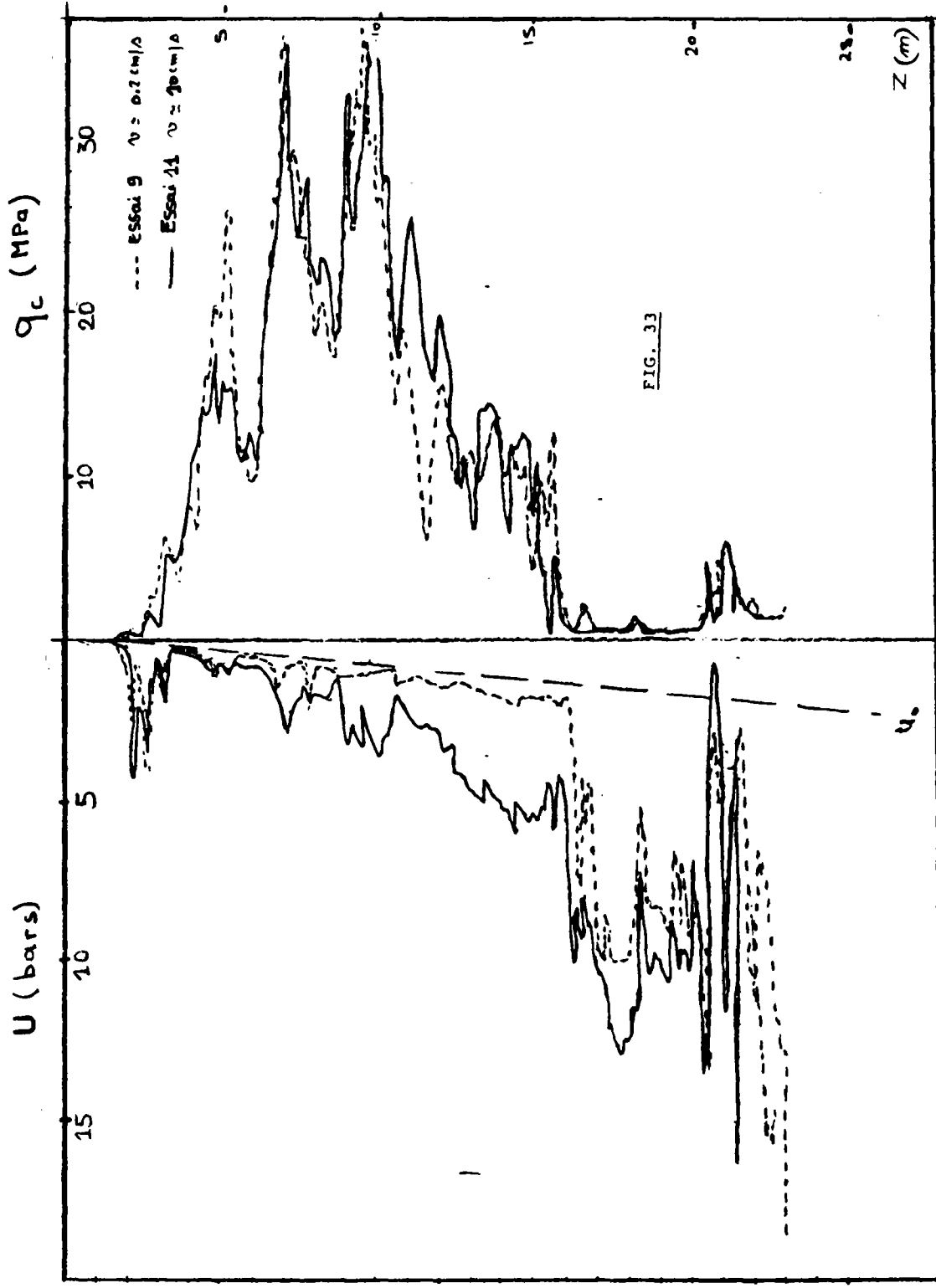


FIG. 33 - EFFET DE LA VITESSE
(DUNKERQUE)

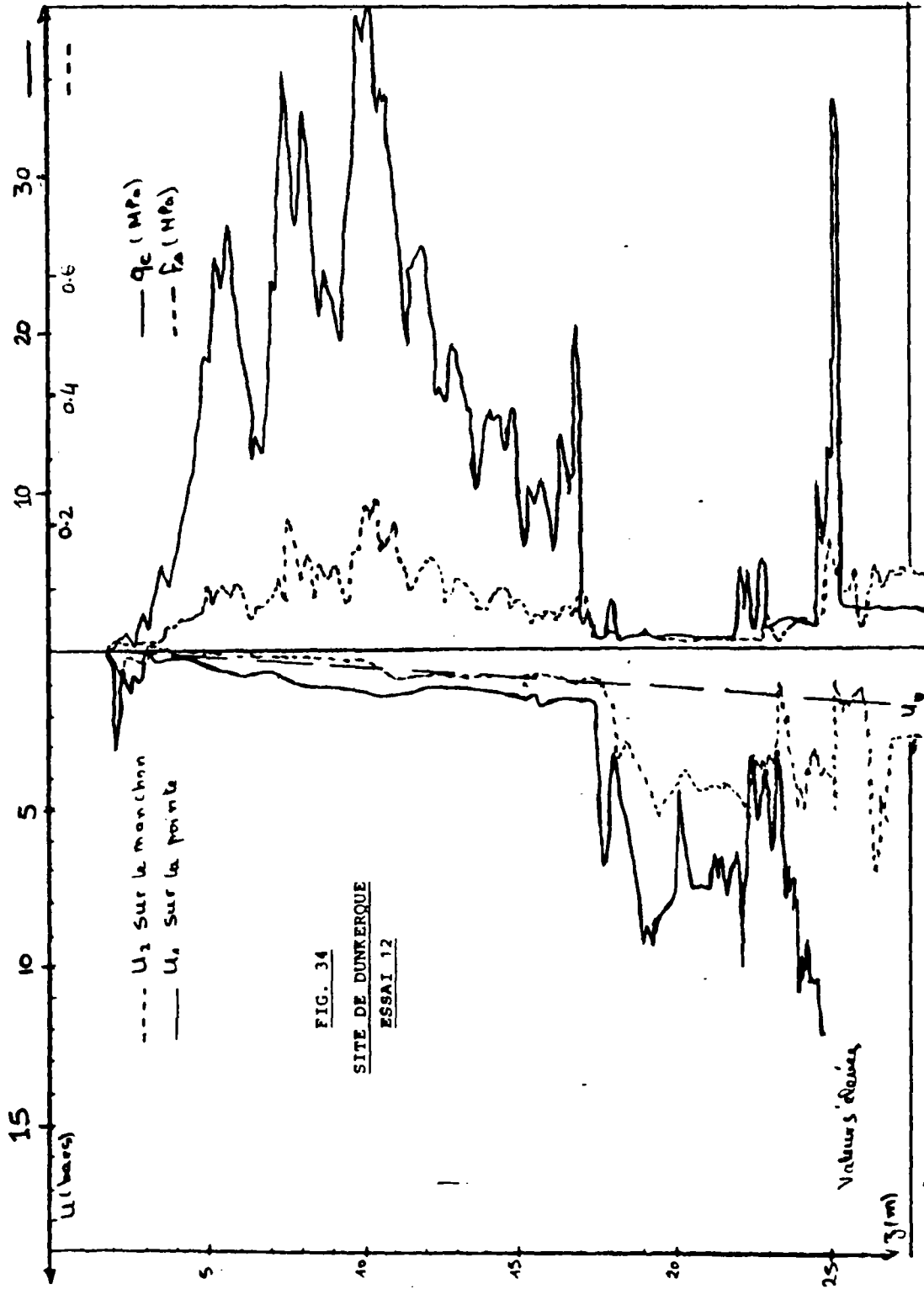


FIG. 34 - ESSAI AU PIEZOCONE DUAL
(DUNKERQUE)

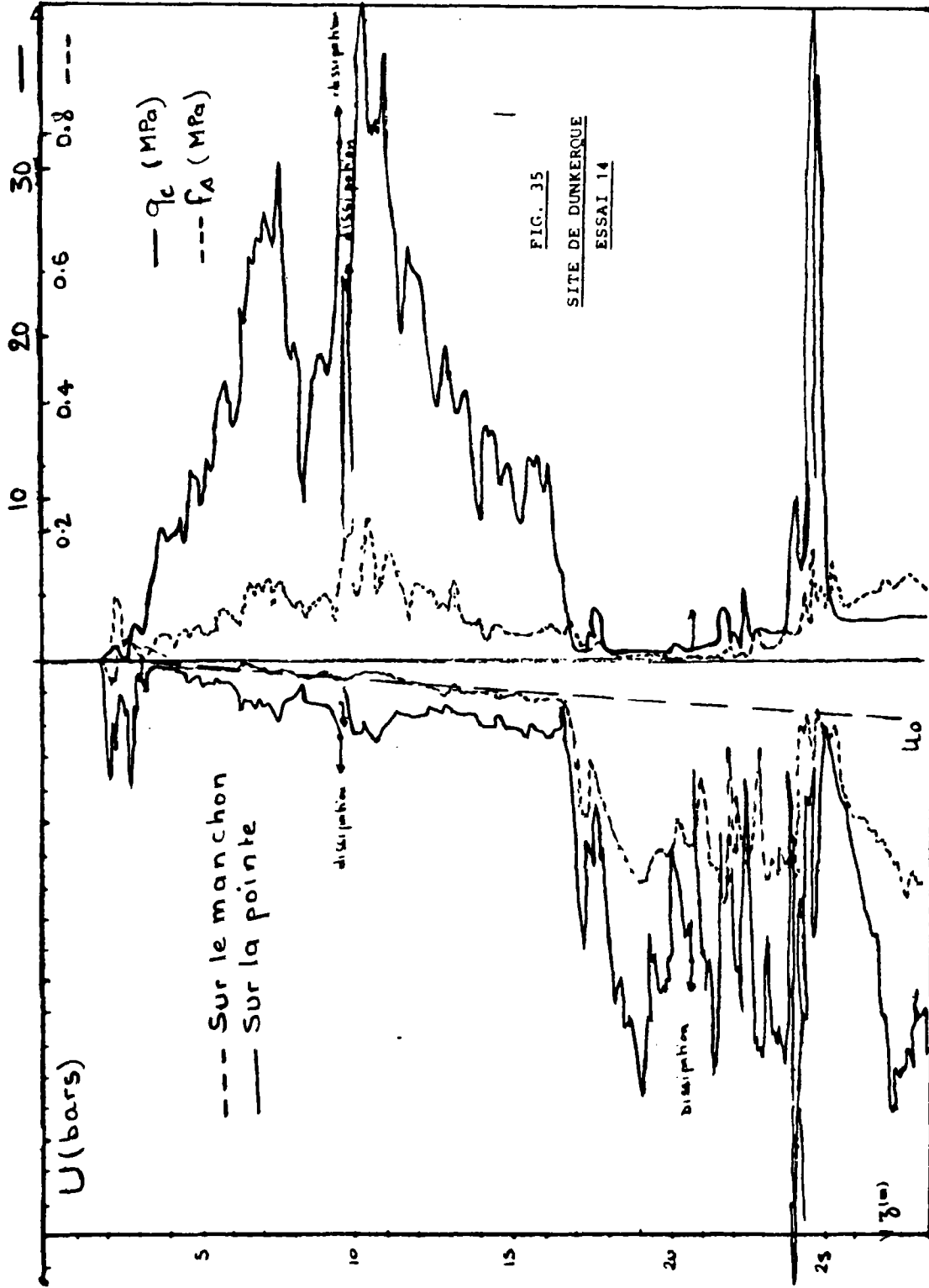


FIG. 35
SITE DE DUNKERQUE
ESSAI 14

FIG. 35 - ESSAI AU PIEZOCONE DUAL
(DUNKERQUE)

On remarque tout d'abord qu'indépendamment du type de sols (argile ou sable) rencontrés à Dunkerque, la surpression interstitielle mesurée sur la pointe est supérieure à celle mesurée sur le manchon de frottement latéral. Compte tenu de la nature des couches traversées, nous traiteront successivement l'effet de la position de la cellule sur les valeurs mesurées de Δu :

- dans la couche de sable qui s'étend jusqu'à la profondeur de 17 m ;
- dans la couche d'argile entre 17 et 22 m ;
- dans les inclusions de sable lâches et denses se trouvant dans la couche d'argile de Flandres qui s'étend au-delà de la profondeur de 27 m.

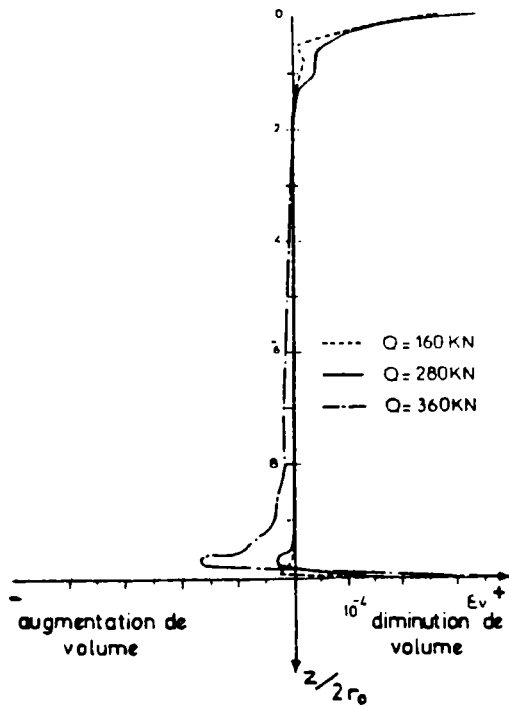
Comme on l'a déjà vu dans la troisième partie, le développement des surpressions interstitielles dans le sol en distorsion dépend essentiellement de sa contractance et/ou de sa dilatance au cours de l'essai et du chemin des contraintes appliqué. Le chemin de contraintes suivi par le sol en contact de la pointe est très complexe et est différent de celui suivi par le sol au contact du manchon de frottement latéral lors de l'enfoncement de la pointe.

Le chemin de contrainte autour de la pointe peut être déterminé, en première approximation, à partir de la théorie d'expansion de cavité en considérant différentes lois rhéologiques pour le sol comme cela a été fait dans la troisième partie. En simulant

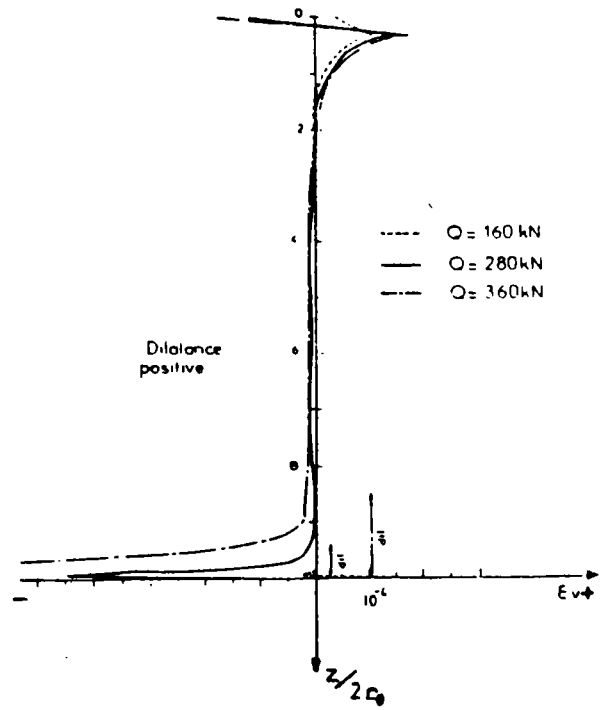
la pénétration à une expansion de cavité sphérique, le chemin de contraintes qui en découle montre une augmentation de la contrainte octaédrique $\Delta\sigma_{\text{oct}}$ et de la contrainte de cisaillement $\Delta\tau_{\text{oct}}$. Pour un essai non drainé, l'analyse en contraintes effectives d'une expansion de cavité dans un sol élastoplastique écrouissable montre que les surpressions interstitielles dépendent de la relation contrainte -dilatance du sol en distorsion ; elles sont positives pour un sol contractant et négatives pour le sol dilatant. Une analyse en contraintes totales conduit aux mêmes résultats et permet de calculer ces surpressions à partir de la formule de Henkel à savoir $\Delta u = \Delta\sigma_{\text{oct}} + \alpha\Delta\tau_{\text{oct}}$. Le coefficient des surpressions interstitielles de Henkel α est positif pour un sol contractant et est négatif pour un sol dilatant.

Pour analyser le chemin de contrainte autour du manchon de frottement latéral, on peut se référer à des études effectuées sur des pieux soumis à des charges axiales. De telles études étaient effectuées au LCPC à partir de simulations numériques en considérant différentes lois de comportement (FRANK - TADJBAKHSI (1985)). Ces études montrent que l'interaction entre le sol et le manchon de frottement latéral peut être étudiée en considérant que le sol est soumis à un cisaillement pur.

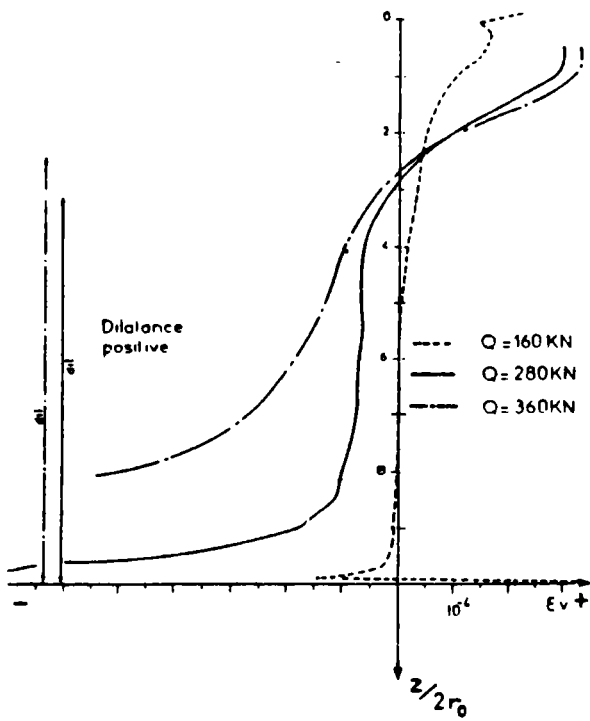
La Figure 36 montre les résultats des études faites par TADJBAKHSI sur les variations volumiques du sol au voisinage d'un pieu, il s'agit d'un sable dense et dilatant. Ces variations sont peu significatives pour un sol élastique et sont importantes pour



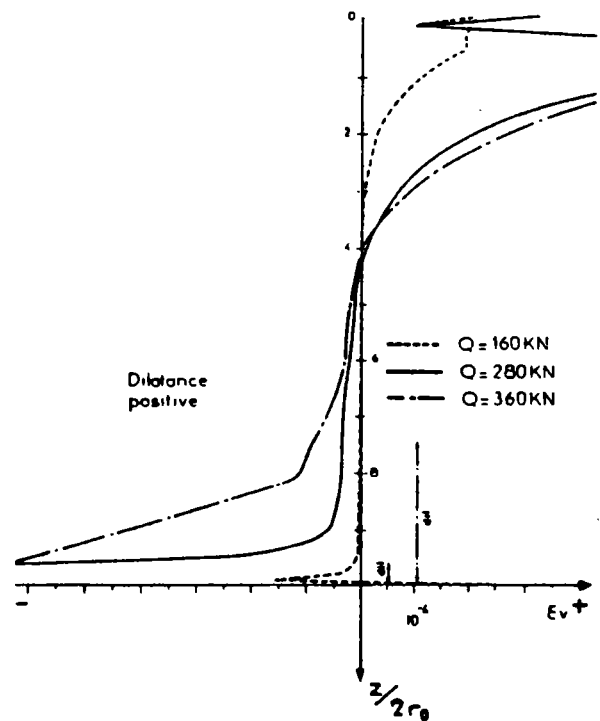
a) sol élastique, z.



b) sol élastique parfaitement plastique (critère de Coulomb).



c) sol élastoplastique, modèle de Nova et al.



d) sol élastoplastique, modèle de Vermeer.

Fig. 36 - Déformations volumiques dans le sol au voisinage du fût (dil. = dilatance plastique).

un sol dilatant. Ces mêmes études montrent que dans un sable dilatant, l'interaction sol-pieu provoque une augmentation de la contrainte radiale dans le sol à l'interface (voir Fig. 37) sol-pieu. Ces résultats théoriques sont confirmés par des essais de pénétration dans le sable effectués dans une chambre de calibration comme cela est rapporté par BALDI et al (1982) (Fig. 38a).

Ces résultats mettent en évidence l'effet du comportement contractant ou dilatant du sol sur son interaction avec le manchon de frottement latéral. Dans le cas d'un essai non drainé, l'analyse en contraintes effectives de l'essai de cisaillement pur montre que les surpressions interstitielles engendrées dans le sol en contact avec le manchon de frottement latéral doivent être positives dans le cas d'un sol contractant et négatives dans le cas d'un sol dilatant. Les surpressions interstitielles sont maximales à la pointe et sur le manchon de frottement latéral, elles sont le résultat d'un couplage de dissipation et de la tendance du sol à se contracter ou à se dilater. Ces résultats ont été présentés pour les sols contractants par BALIGH comme cela a été montré dans l'étude bibliographique.

Dans les sols dilatants, l'interaction entre le manchon de frottement latéral et le sol peut provoquer des surpressions interstitielles négatives et l'écart entre ce qu'on mesure sur la pointe et sur le manchon peut devenir significatif.

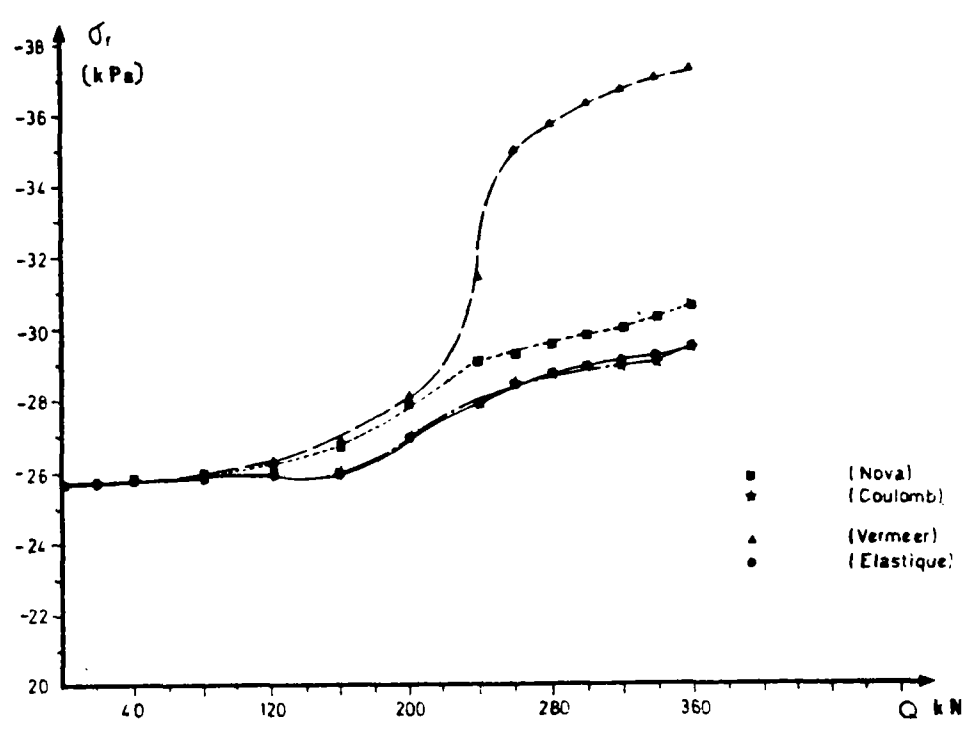


FIG. 37 - σ_r en fonction de charge à mi-profondeur du pieu ($r = r_0$) (TADJBAKSH, 1985)

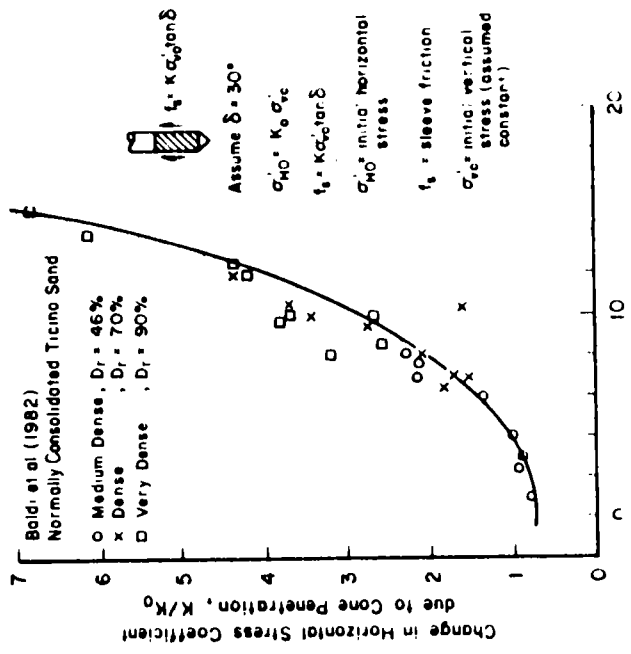


Fig. 38a - Maximum Dilation Angle, ν_{MAX}
 ($\phi_v = 34^\circ$ Assumed)

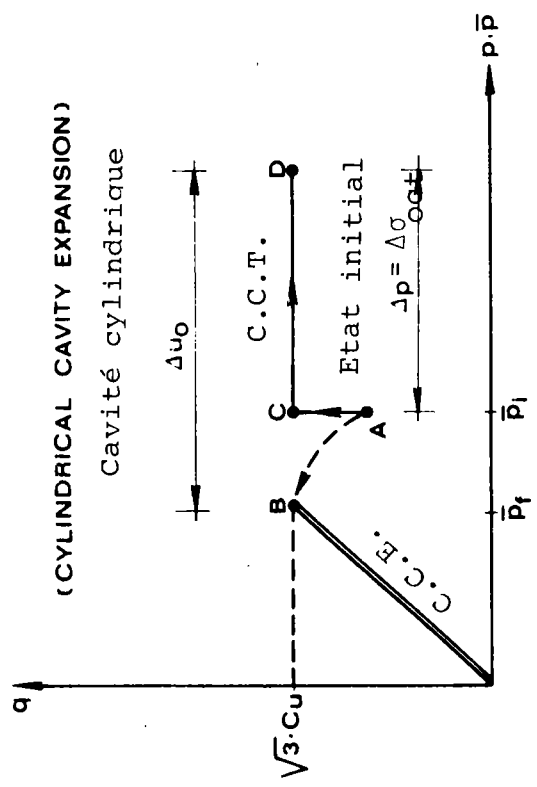


FIG. 38b - Evolution des surpressions interstitielles
 calculée en considérant le modèle de
 Cam Clay modifié (RANDOLPH et al, 1978)

En effet, l'analyse des chemins de contraintes effectives autour de la pointe piézométrique montre que dans le sol à l'état des grandes déformations autour de la pointe piézométrique, la partie majeure de la surpression interstitielle est due à l'augmentation de la contrainte octaédrique. La Figure 38b montre ces résultats qui sont déduits d'une analyse d'une expansion de cavité cylindrique dans un sol ayant une loi de comportement correspondant au modèle de Cam-Clay modifié (RANDOLPH et al (1978)). Dans ce cas l'effet de la contractance et de la dilatance plastique du sol dues à son cisaillement sur les surpressions interstitielles restent relativement faibles. Les surpressions interstitielles mesurées dans des couches de sable lâches ou denses seraient généralement positives.

En revanche, lorsque on a une pénétration dans une couche de sable, la surpression interstitielle générée par cette pénétration et mesurée sur la pointe se dissipe rapidement et celles mesurées sur le manchon de frottement latéral dépendent alors essentiellement de la contractance et dilatance du sol en distorsion. Ces surpressions interstitielles sont alors plus significatives de la tendance du sol à se contracter ou à se dilater sous l'effet de l'interaction avec le pénétromètre.

L'effet de la position de la cellule de mesure des pressions interstitielles dans un sol contractant et dilatant a été étudié par CAMPANELLA et al (1982). Ils ont utilisé deux cônes, l'un avec la cellule de mesure des pressions interstitielles placée sur la pointe

et l'autre où la cellule est placée sur le manchon. Ils ont effectué des essais sur un site où une couche de limon de faible portance a été compactée par compactage dynamique et mesuré les surpressions avant et après compactage. Les résultats de leurs essais sont représentés sur les Figures 39, 40, 41. La Figure 41 montre les résultats d'essais au piézocone dans une couche de sable avec des inclusions de limon. Ces essais ont été faits avec mesure des surpressions interstitielles sur le manchon de frottement latéral avant et après compactage dynamique. On constate qu'à l'état lâche on mesure la pression hydrostatique (dans le sable) et à l'état dense (après compactage) on mesure des pressions interstitielles négatives (effet de la dilatance). Le même essai a été fait après compactage mais cette fois-ci avec la cellule de mesure placée sur la pointe. On remarque (Fig. 10) que les surpressions interstitielles mesurées sur la pointe dans la couche de limon compactée sont importantes alors que sur le manchon, on mesure des surpressions légèrement négatives. A l'état actuel (avant compactage) on mesure des surpressions interstitielles positives dans les deux cas (Fig. 39). Ces résultats semblent montrer que les mesures des pressions interstitielles faites sur le manchon de frottement latéral donnent une meilleure indication sur les variations volumiques du sol en distorsion.

Les essais effectués à Dunkerque avec le "dual piezocone" ont donné des résultats similaires. Comme il a été noté plus haut l'interaction entre le sol et le manchon de frottement latéral est un phénomène complexe et par conséquent, l'analyse de ces essais n'a été abordée que sous forme qualitative.

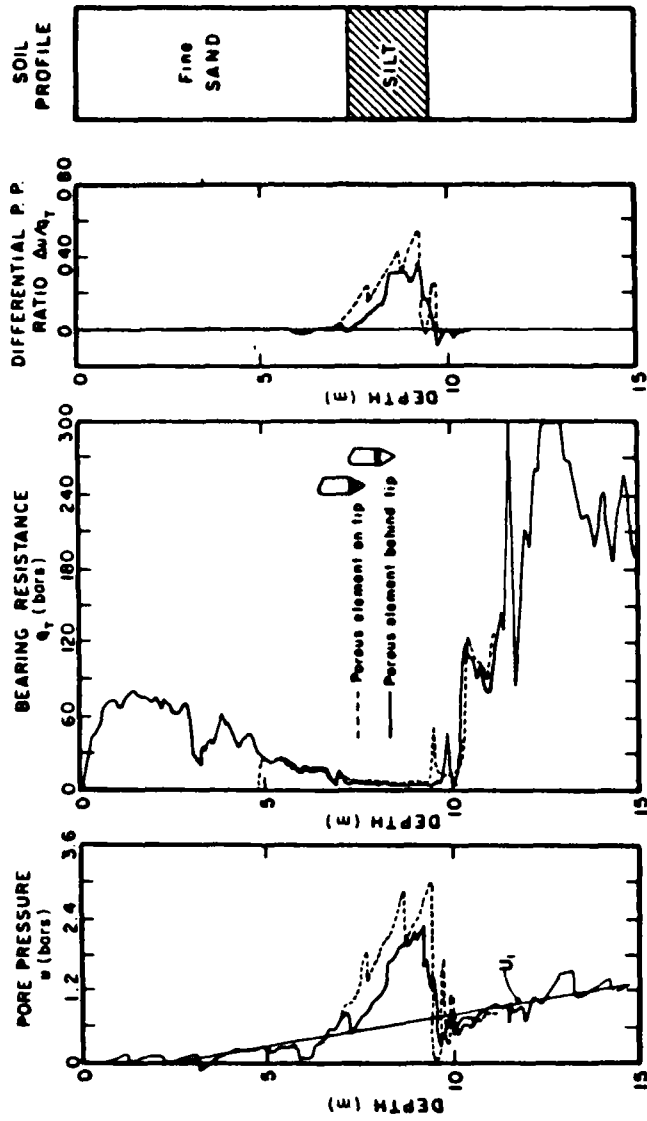


FIG. 39 - Control area (no treatment): comparison of results for two porous element locations (1 bar = 100 kPa).

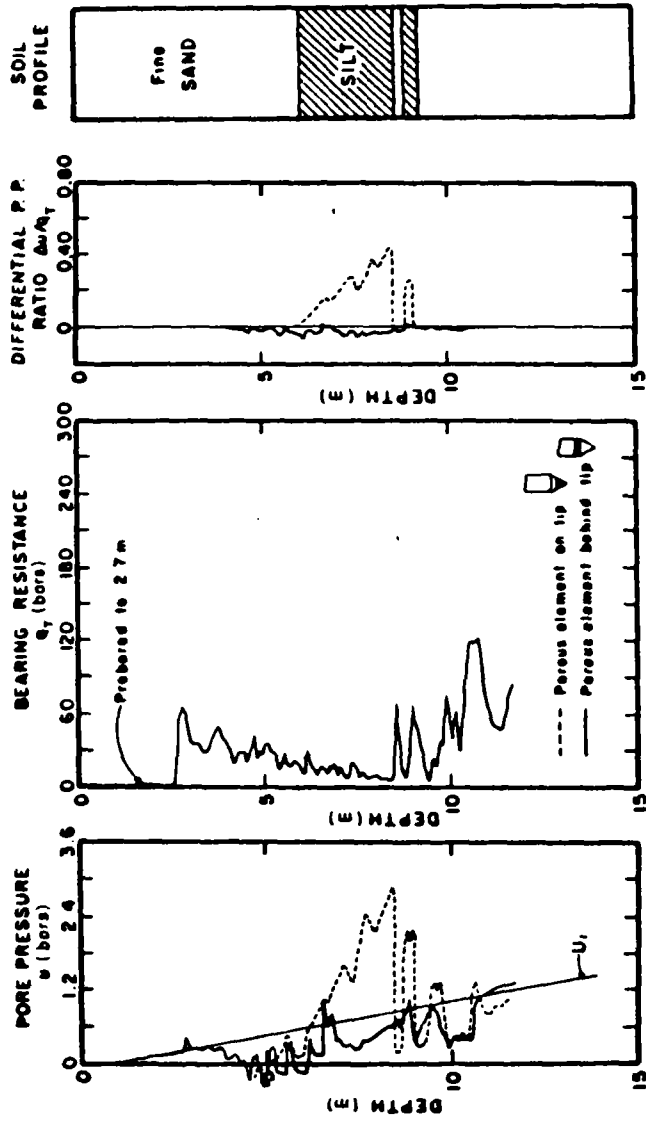


FIG. 4Q After dynamic compaction at sample location: comparison of results for two porous element locations (1 bar = 100 kPa).

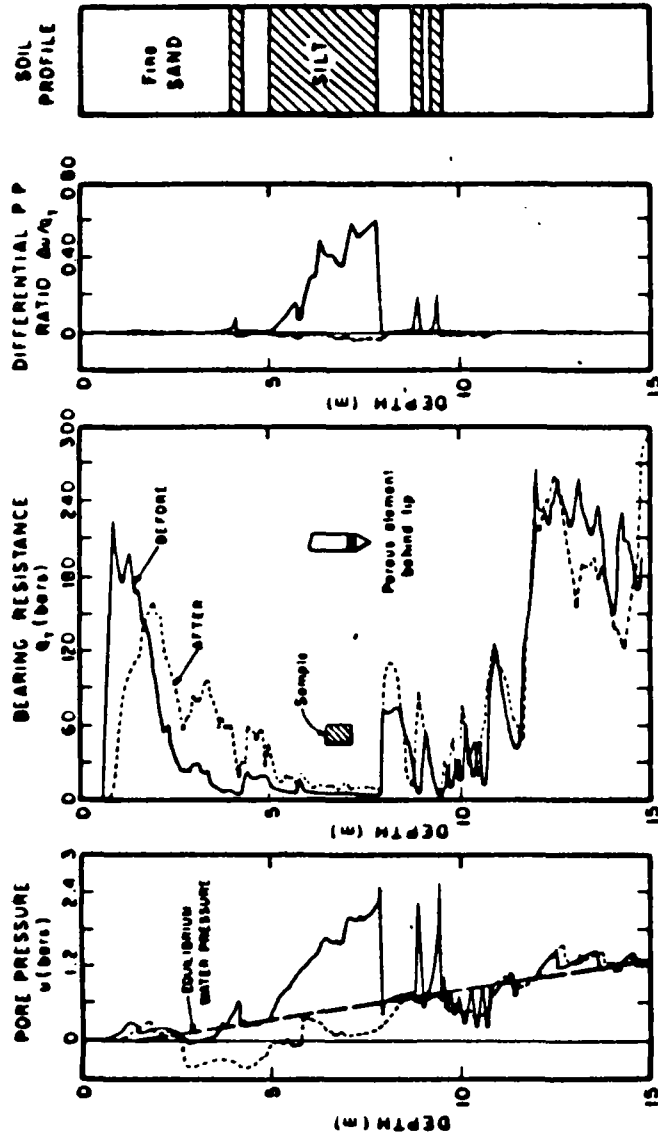


FIG. 4.1 Piezometer cone logging before and after dynamic compaction at New Westminster, B.C. (1 bar = 100 kPa).

On remarque sur les Figures 34 et 35 que les surpressions enregistrées par la cellule placée sur le manchon de frottement latéral sont inférieures à celles fournies par la cellule placée sur la pointe du cône, ce qui confirme le fait que les pressions sont toujours maximales à la pointe.

La Figure 42 montre un exemple où on a des inclusions de sable lâche ou dense entre des couches de limon. Entre les profondeurs 22 et 23 m on se trouve dans une inclusion de sable lâche où la surpression interstitielle mesurée à la pointe et sur le manchon sont toutes les deux positives. En revanche entre 25 et 26 m on a une petite couche de sable dense (voir q_c et f_s) les surpressions enregistrées par la cellule se trouvant sur la pointe sont alors très grandes (> 20 bars) alors que celles mesurées sur le manchon sont négatives.

On peut donc conclure que le piézocone "dual" semble un outil extrêmement intéressant pour la détermination in-situ de la susceptibilité des couches de sable à se dilater ou à se contracter en distorsion et par voie de conséquence pour la détermination in-situ du potentiel de liquéfaction des inclusions de sable.

Il est très intéressant de noter que les pressions enregistrées sur la pointe ne nous semblent pas une mesure efficace pour caractériser les variations de volume des différentes couches rencontrées lors de la pénétration. Par ailleurs, les surpressions interstitielles mesurées sur le manchon de frottement latéral étant le résultat de la dissipation des surpressions interstitielles mesurées

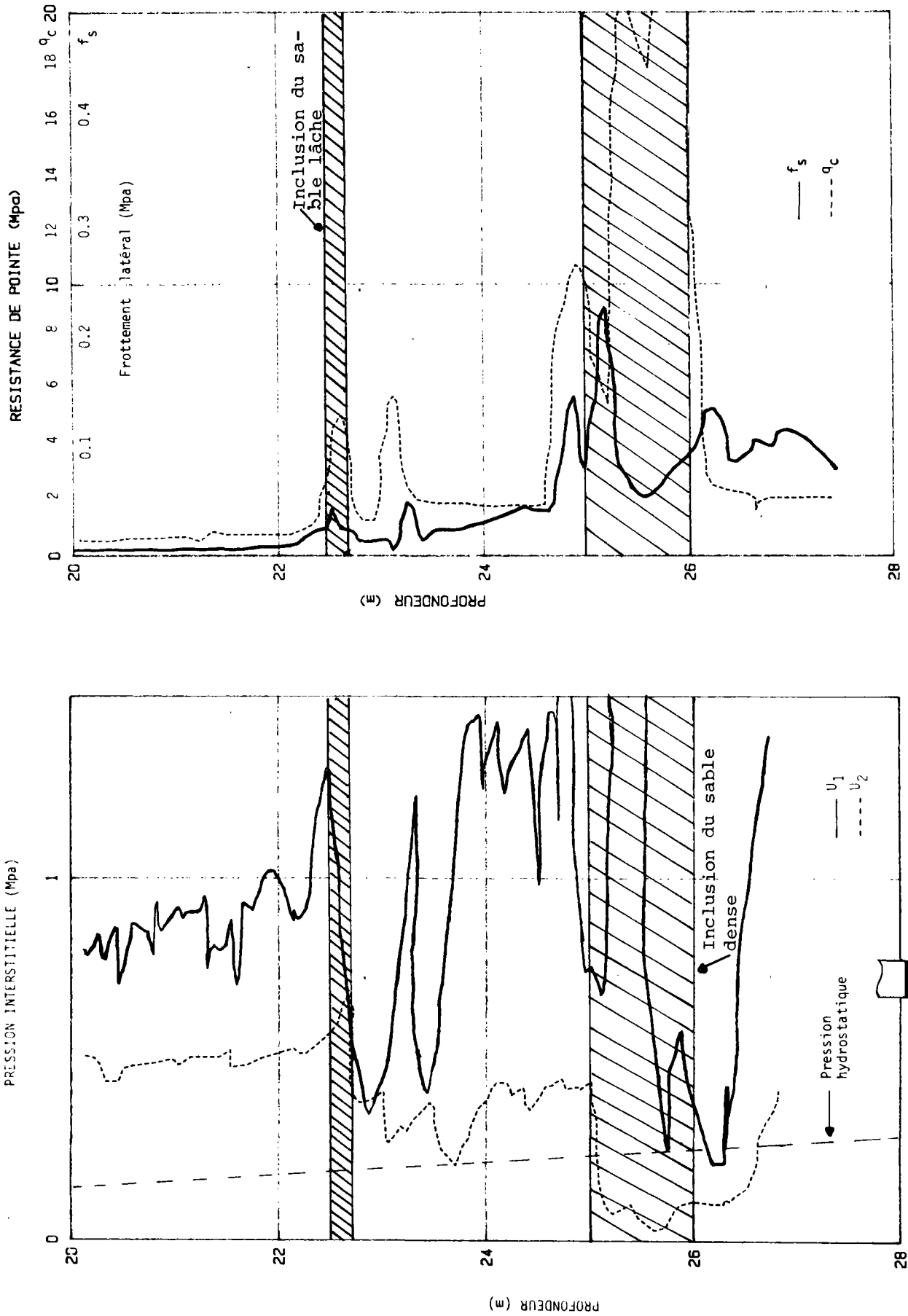


FIG. 42 - ESSAIS AU PIEZOCONE "DUAL" A DUNKERQUE

sur la pointe et des surpressions engendrées par l'interaction sol-pénétrromètre il est difficile de les interpréter de façon rigoureuse. Il nous semble donc que l'écart entre les valeurs mesurées sur la pointe et sur le manchon de frottement latéral est une mesure efficace pour caractériser la susceptibilité des couches à se contracter ou à se dilater. Ainsi le piézocone dual semble être un appareil intéressant pour l'identification in-situ des couches liquéfiables.

En ce qui concerne la dissipation des surpressions interstitielles on remarque (Fig. 43) que la vitesse de dissipation des surpressions interstitielles est plus grande pour la cellule située sur la pointe que pour celle située sur le manchon de frottement latéral. Ceci est en accord avec les résultats des études antérieures résumées dans la partie bibliographique.

V.3 - SITE DE LABENNE

Les essais effectués sur le site de Labenne avec le cône de 10 cm² de section avaient pour but de confirmer les résultats obtenus sur le site de Dunkerque notamment l'effet de la vitesse sur les différents paramètres mesurés.

La Fig. 44 montre les caractéristiques géotechniques du sol obtenus au pressiomètre Ménard et au piézocone. Il s'agit d'une couche de sable s'étendant sur une profondeur de 24 m environ, vient ensuite, une couche d'argile dépassant la profondeur de 32 m où on a arrêté l'essai pénétrométrique.

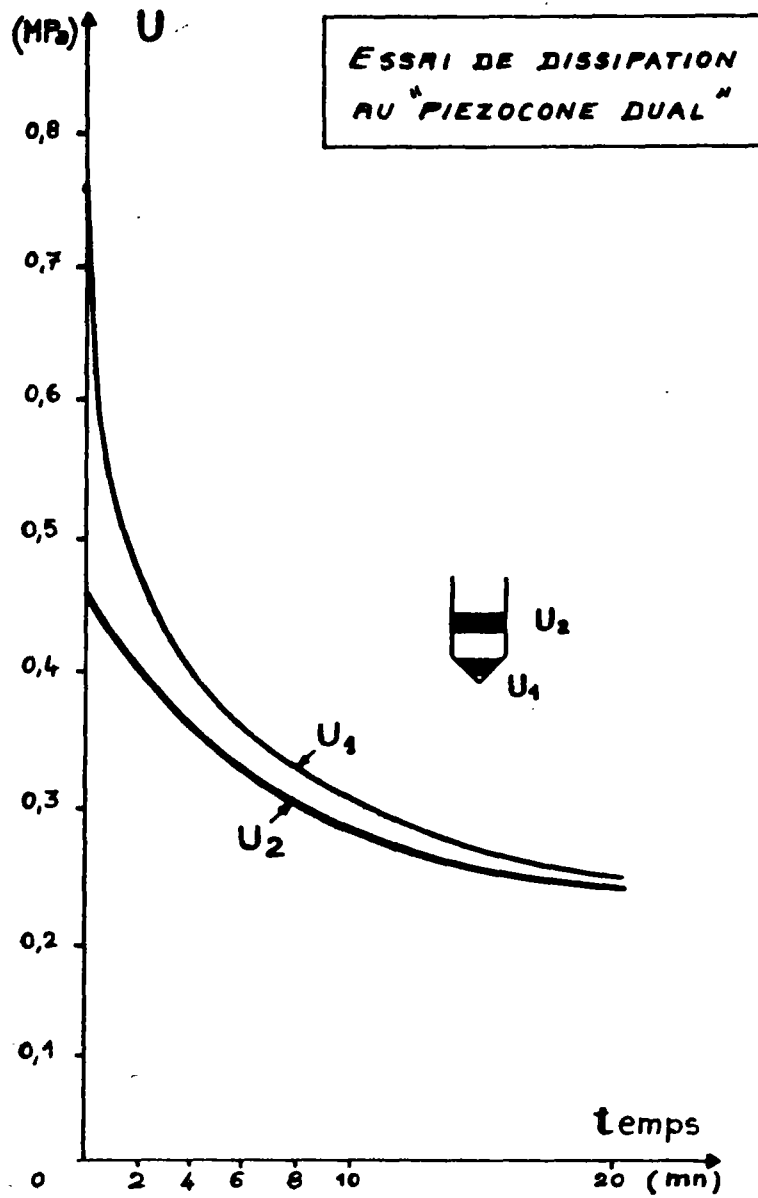


FIG. 43 - ESSAI DE DISSIPATION AU "PIEZOCONE DUAL"

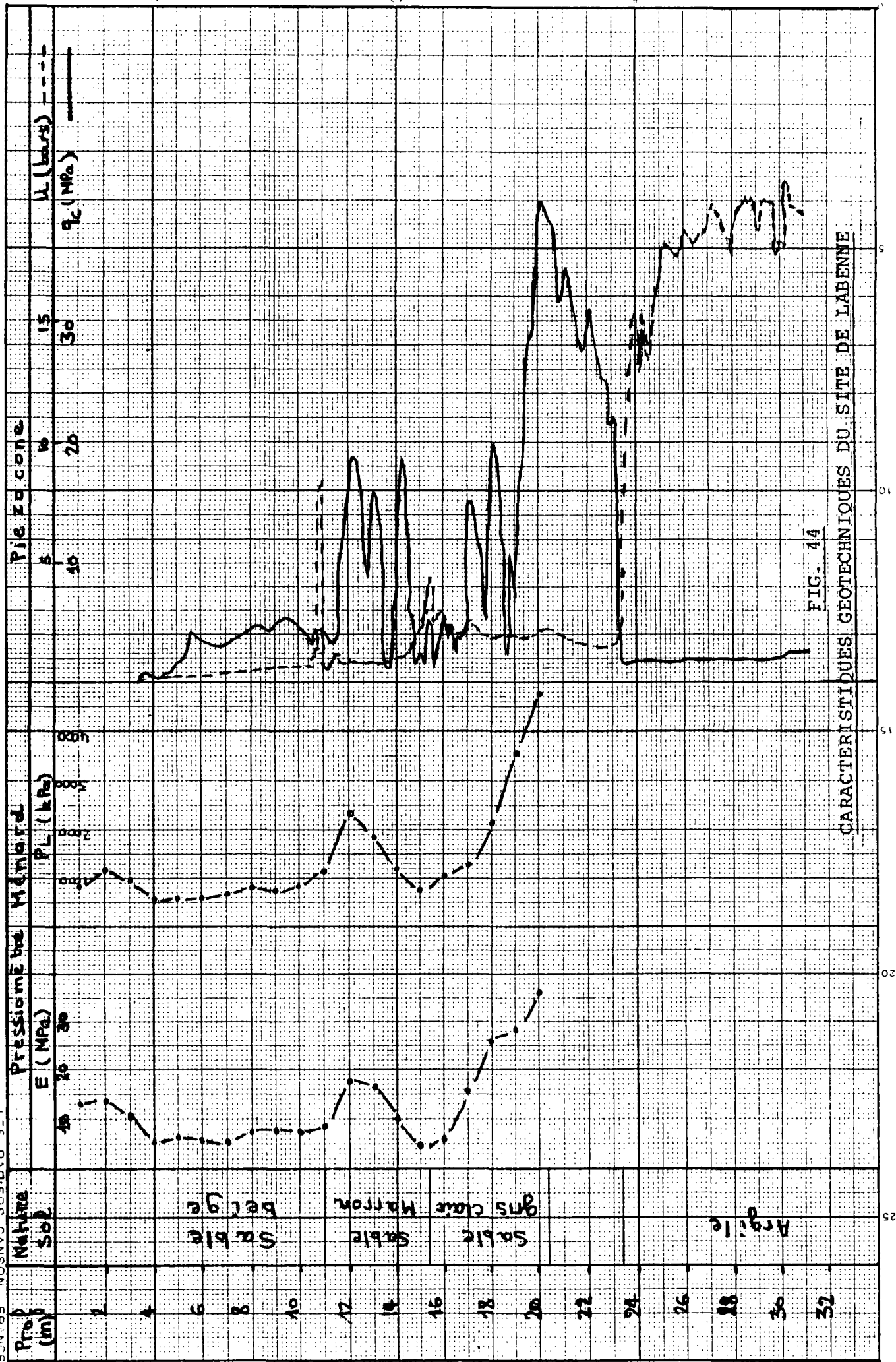


FIG. 44

CARACTÉRISTIQUES GÉOTECHNIQUES DU SITE DE LABENNE

Vu la nature du sol étudié où la perméabilité du terrain est assez élevée, mettant en défaut l'hypothèse de non variation de volume, on s'est contenté de confronter les résultats expérimentaux des essais disponibles d'une part et d'étudier l'effet de la vitesse de pénétration d'autre part.

La Fig. 45 montre une comparaison entre les valeurs expérimentales de q_c obtenues au pénétromètre FUGRO et les valeurs de la pression limite p_L déterminées au pressiomètre Ménard. On retrouve une bonne concordance entre ces deux valeurs.

1) Effet de la vitesse de pénétration :

a) Frottement latéral f_s

On n'a pas pu effectuer sur ce site des essais à vitesse rapide redoutant de casser les tiges servant à l'enfoncement. On va donc comparer les résultats des essais exécutés à vitesse standard 2 cm/s avec ceux réalisés à vitesse lente (≈ 0.2 cm/s). On constate sur la Figure 46 qu'il n'y a pas un effet sensible de ce paramètre (vitesse) sur les valeurs de f_s . Mais il faut attirer l'attention sur le fait que la vitesse lente n'est que le dixième de la vitesse standard.

b) Résistance de pointe

Les Figures 46 et 47 montrent les profils de q_c obtenus à deux vitesses différentes (2 cm/s et 0.2 cm/s). A ces vitesses on ne constate pas un effet remarquable sur les résultats obtenus.

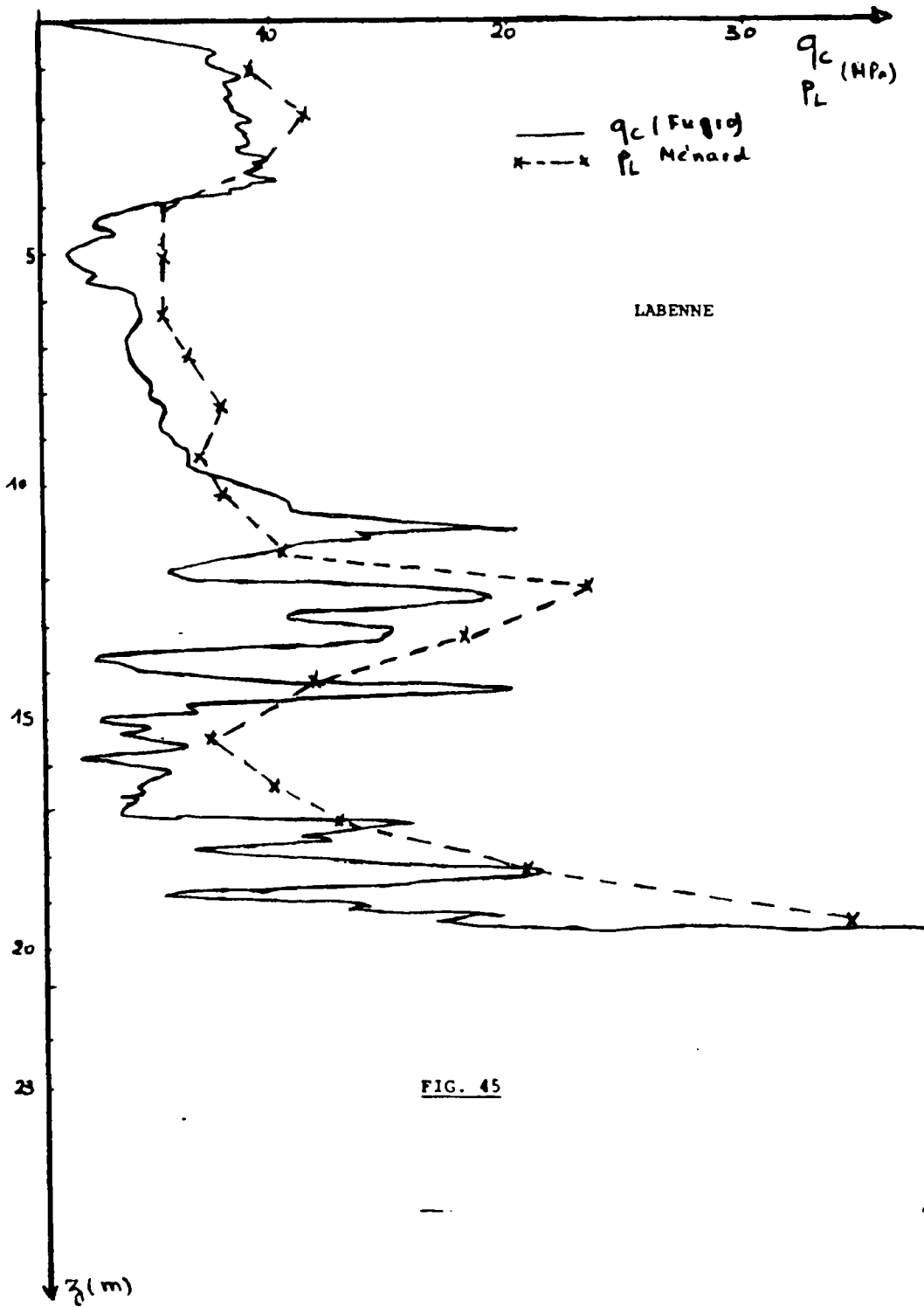


FIG. 45 - PROFIL PENETROMETRIQUE - LABENNE

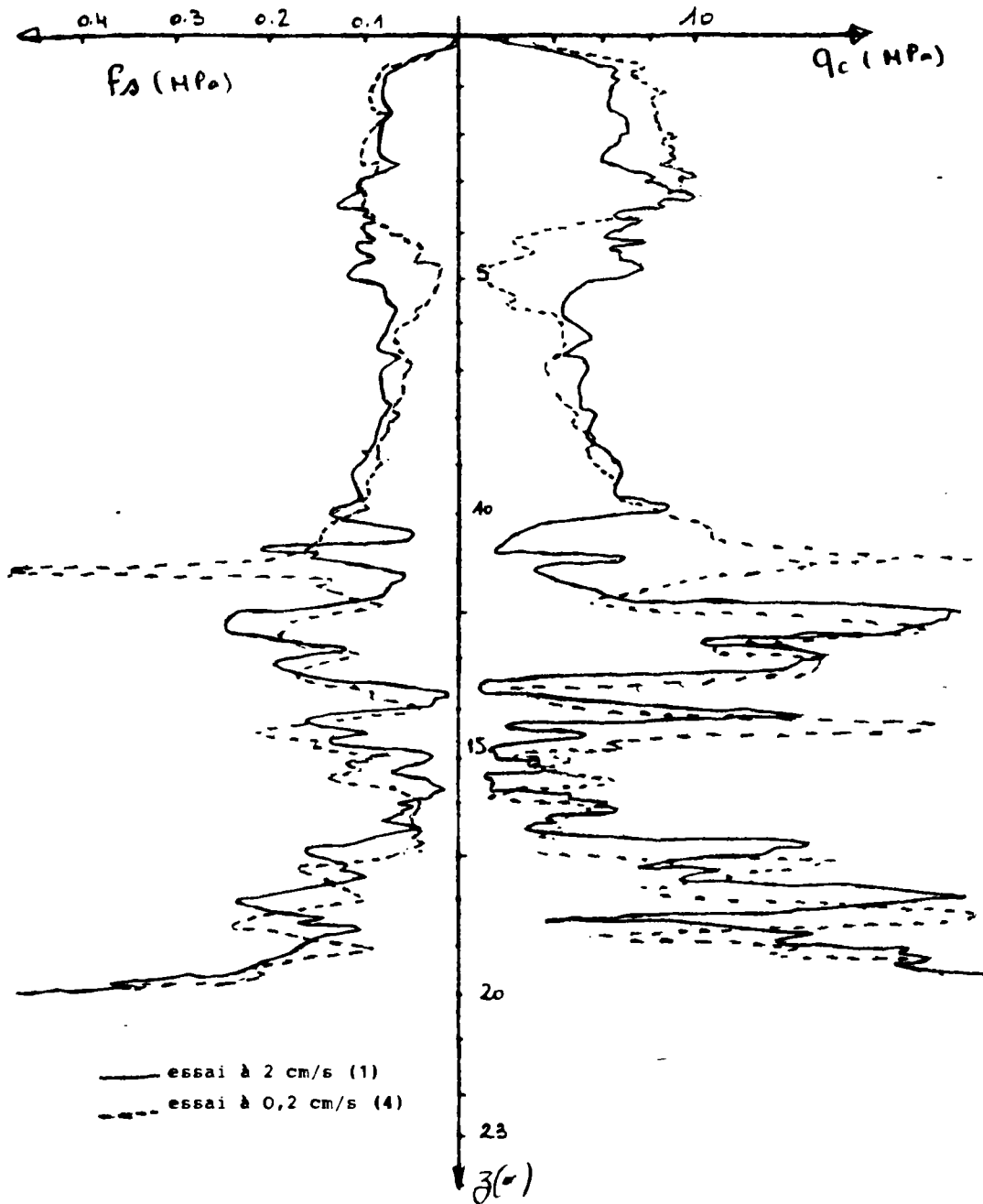


FIG. 46 - EFFET DE LA VITESSE SUR q_c ET f_s
(LABENNE)

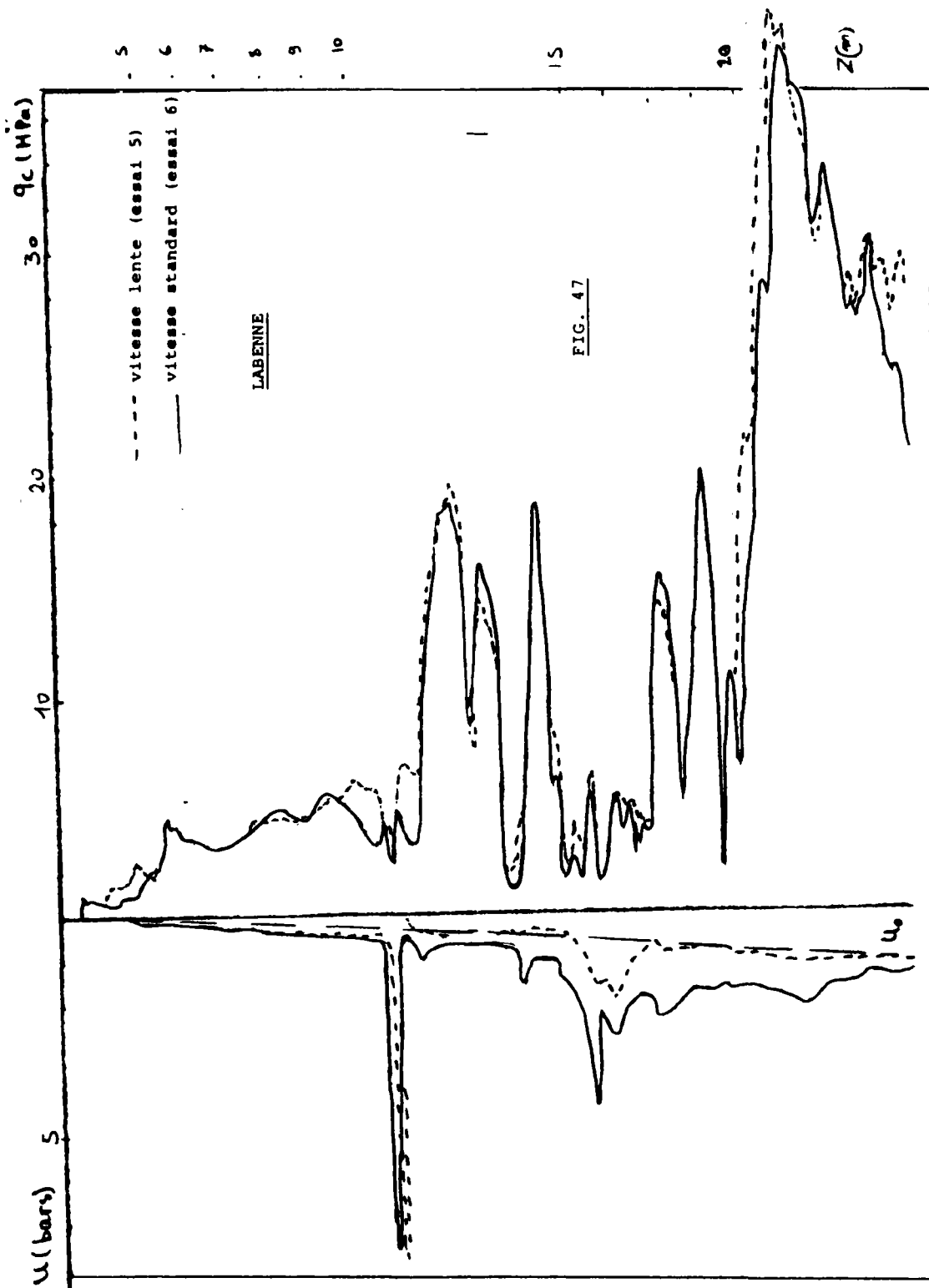


FIG. 47 - EFFET DE LA VITESSE SUR LES PRESSIONS INTERSTITIELLES

c) Surpressions interstitielles

La Figure 47 montre deux profils de u obtenus pour les deux vitesses testées. On remarque que les surpressions interstitielles générées par un enfoncement à vitesse lente sont plus faibles que celles enregistrées au cours d'un essai à vitesse standard. Ceci confirme les résultats obtenus sur le site de Dunkerque et peut être expliqué par le fait de drainage rapide dû à la forte perméabilité du sable traversé.

V.4 - CONCLUSION :

Les essais in-situ qui ont été effectués dans le cadre de cette étude et leur interprétation ont permis en particulier de mettre en évidence l'importance des mesures des surpressions interstitielles pour une meilleure classification et identification des sols en place. L'utilisation de ces mesures de surpressions interstitielles pour les deux types d'essais considérés à savoir essais d'expansion au pressiomètre et essai de pénétration au piézocone est différente compte-tenu des différences fondamentales entre ces deux essais.

L'essai pressiométrique permet d'obtenir à un niveau donné une relation contrainte - déformation pour le sol, la mesure des surpressions interstitielles permet alors une analyse en contraintes effectives de la réponse du sol à l'expansion. Une telle analyse permet de déterminer in-situ les caractéristiques effectives du squelette du sol, son module au cisaillement, ses caractéristiques effectives de résistance ainsi que ses propriétés de contractance ou de dilatance. La signification de ces paramètres dits "intrinsèques" dépend de la loi de comportement considéré pour le sol. A l'état actuel des connaissances, il nous semble qu'il faut considérer une loi de comportement

relativement simple avec un nombre de paramètres réduit facile à déterminer à partir de l'analyse de la courbe d'expansion et de la courbe d'évolution des surpressions interstitielles mesurées in-situ. Un exemple de la détermination de ces caractéristiques dans le site de CRAN à sol fin saturé et la comparaison des résultats obtenus avec les caractéristiques déterminées à partir d'essais mécaniques sur des échantillons intacts semble montrer la fiabilité d'une telle approche. Cependant une confirmation sur d'autres sites est encore nécessaire.

L'essai de pénétration au piézocone et son interprétation ne permet pas d'obtenir une relation contrainte-déformation. Cependant, il fournit un moyen efficace pour une identification de la stratification des sols en place. Les essais sur les sites montrent que dans le sol relativement perméable les valeurs de paramètres enregistrés q_c et f_s dépendent de la vitesse d'enfoncement, la raison étant que dans un sol à perméabilité donnée, les surpressions interstitielles générées par la pénétration dépendent de la vitesse d'enfoncement et ces surpressions interstitielles influent sur la résistance effective du sol à l'enfoncement.

En particulier, les essais effectués sur des sites où des couches d'argile comportent des inclusions de couches de sable à l'état lâche ou dense ont permis de constater que les mesures des surpressions interstitielles permet de connaître au moins d'une façon qualitative la tendance de ces inclusions à se contracter ou à se dilater lors de l'enfoncement. Les valeurs mesurées dans ces inclusions dépendent sensiblement en plus de la vitesse d'enfoncement

de la position de la cellule de mesure. Lorsque cette cellule est placée sur la pointe, les surpressions interstitielles sont essentiellement le résultat des incréments de la contrainte normale octaédrique et l'effet de la contrainte de cisaillement octaédrique reste faible. En effet, comme la pénétration produit un état de grande déformation dans le sol en contact avec la pointe, l'analyse des chemins de contraintes montre que l'effet de la contractance due à la distorsion du sable ($\alpha \Delta \sigma_{\text{oct}}$) est faible par rapport à celui de l'incrément de la contrainte normale octaédrique. Cela explique les mesures des surpressions interstitielles élevées dans les inclusions de sable dense à Dunkerque mesurées sur la pointe. Lorsque la cellule de mesure des pressions interstitielles est placée sur le manchon de frottement latéral, les valeurs des surpressions sont le résultat d'un couplage de la dissipation de la pression interstitielle mesurée sur la pointe et celles générées par l'interaction entre le sol qui est à l'état remanié et le manchon de frottement latéral. Dans les couches très perméables, la dissipation très rapide, les surpressions interstitielles mesurées sur le manchon de frottement latéral semblent donner des indications intéressantes sur la tendance du sable en distorsion à se dilater ou à se contracter.

Le "dual piezocone" développé dans le cadre de cette recherche en mesurant simultanément les pressions sur la pointe et sur le manchon constitue un outil particulièrement intéressant pour l'identification des couches de sable liquéfiables.

Dans les sols fins saturés, l'interprétation d'essais de pénétration au piézocone découlant de la théorie d'expansion de cavité dans un sol élastique parfaitement plastique permet de déterminer in-situ les caractéristiques de compressibilité et de résistance

(cohésion non drainée) des couches traversées. Les essais effectués ont montré que dans les sols à faible perméabilité la vitesse de l'enfoncement n'a pas une influence significative car le rapport vitesse/perméabilité reste suffisamment faible pour que l'essai puisse être considéré comme non drainé. Cela dans les limites des vitesses considérées. Les caractéristiques des sols déterminées à partir d'une analyse en contraintes totales en considérant un modèle élastoplastique avec le critère de plasticité de TRESCA sont généralement en bonne concordance avec celles déterminées à partir d'autres types d'essais (scissomètre, pressiomètre). Cette approche de modélisation est cependant fondée sur des hypothèses restrictives qui peuvent conduire à des écarts entre la théorie et l'expérience. On note en particulier que de telles approches ne permettent pas de tenir compte de la contractance plastique du sol au cours de la pénétration. Pour de tels sols, il nous semble qu'il convient d'utiliser des cellules placées sur la pointe car comme il a été noté plus haut, les valeurs des surpressions interstitielles sur la pointe semblent être moins influencées par la contractance ou la dilatance du sol que celles mesurées sur le manchon de frottement latéral. Une analyse plus approfondie de l'interaction entre la pointe piézométrique et le sol avoisinant soulève les difficultés fondamentales qui sont liées aux aspects principaux suivants :

- grandes déformations ;
- drainage partiel ;
- interaction cône-sol avoisinant couplant le cisaillement à l'interface et l'expansion.

Ces aspects doivent faire l'objet de recherches ultérieures qui permettent une meilleure utilisation des mesures de surpressions interstitielles pour la reconnaissance des sols en place.

BIBLIOGRAPHIE

BIBLIOGRAPHIE

- BANERJEE P.K. and FATHALLOH (1979), "An elerian formulation of the finite element method for predicting the stresses and pore water pressures around a driven pile", 3rd Int. Conf. on Num. Meth. in Geomechanics, Aachen, pp. 1053, 1060.
- BANERJEE P.K. (1970), " A contribution to the study of axially loaded pile foundations", PhD thesis, Southampton University.
- BALIGH (1980), "Axial static capacity of offshore friction piles in clays - evaluation of existing methods".
- BAGUELIN-JEZEQUEL-SHIELDS (1978) "The pressuremeter and foundation Engineering".
- BALIGH, M.M. et LEVADOUX J.N. (1980), "Pore pressure dissipation after cone penetration", MIT, Cambridge, Mass. Dept. of Civil Eng., Res., rep. R80-11.
- BALIGH M.M., VIVATRAT V. and LADD, C.C. (1978), "Exploration and Evaluation of Engineering Properties for Foundations Design of Offshore Structures", Research Report R78-40, order n° 607, Department of Civil Engineering, MIT, Cambridge, Mass.
- BROT M.A. (1941), "General theory of three dimensional consolidation", Journal of Applied Physics, vol. 12, pp. 155-164.

- BJERRUM L. and JOHANNESSEN I. (1961), "Pore pressure resulting from driving piles in soft clay", Pore pressure and suction in soil, Butterworth, London.
- CARTER J.P., RANDOLPH M.F. and WROTH C.P. (1979), "Stress and pore pressure changes in clay during and after the expansion of a cylindrical cavity", Int. J. for Num. and Anal. Meth. in Geomech., vol. 3, n°, pp. 305-322.
- CLARKE B.C., CARTER J.P. and WROTH C.P. (1979), "In situ determination of the consolidation characteristics of saturated clays", Design parameters in Geotech. Eng. BGS, London, vol. 2.
- CAMPANELLA R.G., ROBERTSON P.K., et GILLESPIE, (1983), Can. Geotech. J. vol. 20, pp. 23-35.
- DOUGLAS, OLSEN (1981), "Soil classification using electric cone penetration", Proceeding of cone penetration test and experience, ASCE, Octobre 1981.
- JEZEQUEL J.F. "Les Pénétrètres", Bulletin de Liaison Laboratoires Routiers, n° 36, Janv.-Fev. 1969.
- JOUSTRA K. (1974), "Comparative measurements of the influences of the cone shape on results of soundings", ESOPPT, vol. 2.2, pp. 199-204.
- JEZEQUEL J.F., (1969) "Les pénétrètres statiques. Influence du mode d'emploi sur la résistance de pointe." Bull. de liaison Labo. Routiers Ponts et Chaussées 36. pp. 151-160.
- KIRBY R.C. and ESRIG M.I. (1979) "Further development of a general effective stress method for prediction of axial capacity for driven piles in clay", Recent Dev. in the Design and Const. of piles, ICE, London, pp. 335-344.

- ROY M., TREMBLAY M., TAVENAS F. and LA ROCHELLE P. (1980) "Induced pore pressures in static penetration tests in sensitive clay", Proceedings, 33rd Canadian Geotechnical Conference, Calgary, pp. 11.3.1-11.3.13.
- RANDOLPH M.P. and WROTH C.P. (1979) "An analytical solution for the consolidation around a driven pile", Int. J. for Num. and Anal. Meth. in Geomech., vol. 3, pp.217-229.
- SEED H.B. and REESE L.C. (1955) "The action of soft clay along friction piles", Proc. ASCE, 81, Paper 842.
- SCHMERTMANN J. (1972) "Effects on in situ lateral stress on friction cone penetrometer data in sand", Fugro Sondeer, Symposium, pp. 37-39 (published by Fugro-Cesco, Holland).
- SHIELDS D.M. (1981) "Should ASTM adopt the European standard CPT ?", ASCE-IMSP, pp. 383-393.
- SILLS G.C. (1975) "Some conditions under which Biot's equations of consolidation reduce the Terzaghi's equations", Geotechnique, Technical notes, vol. 25, n° 1, pp. 129-132.
- SODUBERG L.O. (1962), "Consolidation theory applied to foundation pile time effects", Geotechnique 12, n° 3, pp. 217-225.
- SCHMERTMANN J. (1978) "Use the SPT to measure dynamic soil properties ? - Yes, but !", Dynamic Geotechnical testing ; ASTM STP 654, 1978, pp. 341-355.
- SANGLERAT G. (1974) "Penetration testing in France state-of-the-art report", ESOPT 1, Stockholm vol. 1, pp. 47-58.
- SCHMERTMANN, J. (1978) "Guidelines for cone penetration test performance and design", US Department of Transportation, Federal Highway Administration, Offices of Research and Development.

- KOIZUMI Y. and ITO K. (1967), "Field tests with regard to pile driving and bearing capacity of piled foundation", Soils and Foundations (Japan), 7, 3.
- KOK L. (1974) "The effect of the penetration speed and the cone shape on the Dutch static cone penetration test result" ESOPT I, vol. 2.2, pp. 215-220.
- LO K.Y. and STERMAC A.G., (1965), "Induced pore pressures during pile driving operations", Proc. 6th ICSMFE, Montreal, 2.
- MEYERHOF G.G. (1956), "Penetration test and bearing capacity of cohesionless soils" J. ASCE.
- NAHRA R. (1985) "Contributions numériques et analytiques à l'étude de la consolidation autour du pressiomètre", Thèse de Docteur Ingénieur présentée à l'ENPC.
- PRANDTL (1921) "Über die Eindringungsfestigkeit (Närte), plastischer Banstoffe und die Festigkeit von Schneider" Zangew Match-Mech.
- PARTE, J.B. (1977) "Aspects of cone penetration tests in sand" Proceedings second Fugro Symposium on Cone Penetration Testing (in Dutch). Report No. FHWA-TS-78-209.
- RANDOLPH M.P. and CARTER J.P. (1979) "The effect of pile permeability on the stress changes around a pile driven into clay", 3rd Int. Conf. on Num. Meth. in Geomech., Aachen, 2-6, April, pp. 1097-1105.
- RANDOLPH M.P., CARTER J.P. and WROTH C.P. (1979), "Driven piles in clay the effects of installation and subsequent consolidation", Geotechnique 29, n° 4, pp. 361-393.
- RENDULIC I.L. (1936), "Relation between void ratio and effective principal stresses for a remoulded silty clay", I. ICSMPE, Cambridge, Mass. USA, vol. I, pp. 186-191.

- TUMAY M.T., BORGESS R.L. and ACAR Y. (1981), "Subsurface Investigations with Piezo-cone Penetrometer", Proceedings of the ASCE Convention National Convention, St Louis, Missouri, Octobre 1981.
- TE KAMP W.G.B. (1982) "The influence of the rate of penetration on the cone resistance q_c in sand", Proceeding of the second european symposium on penetration testing/Amsterdam/24-27 Mai 1982.
- TORTENSSON B.A. (1975) "A combined pore pressure and point resistance probe", Proceeding of the second european symposium on penetration testing/Amsterdam/24-27 Mai 1982.
- TERZAGHI K. (1943) "Theoretical soil mechanics", John Wiley and Sons, New York.
- TADJBAKHS S. (1984) "Etude par la méthode des éléments finis du comportement élastoplastique des sols dilatants - application aux pieux sous charge axiale", Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Thèse de Docteur Ingénieur, 29 Mas., 132 p.
- VESIC A.S. (1972) "Expansion of cavities in infinite soil mass", Proc. ASCE, vol. 98, SM 3 : 265-291.
- VILLET W.C.B., MITCHELL J.K., et TRINGALE (1981), P.T., "Acoustic emissions generated during the quasi-statique cone penetration of soils. Acoustic emissions in geotechnical engineering practice," ASTM SPT 750, V.P. Dornevich and R.E., Gray, Eds., pp. 174-193.
- TUMAY M.T. and FAKHROO M. (1981), "Pile Capacity in Soft Clays Using Electric QCPT Data", Proceedings of the ASCE National Convention, St Louis, Missouri, Octobre 1981.
- JURAN I., CANOU J., BENSALD A., TE KAMP W., TUMAY M.T., (1983), "Application du pénétromètre statique à cône piézo-électrique à la reconnaissance des sols en place", Symposium International sur les Essais en Place, Paris, 1983.

JURAN I., BEECH J.F., (1986), "Effective stress analysis of soil response in a pressuremeter test", Compte-rendu de la Conférence "The Pressuremeter and Its Marine Applications, ASTM STP 950", (1986).

ooOoo